

# **INFLUÊNCIA DA PROXIMIDADE DO MAR EM ESTRUTURAS DE BETÃO**

**Andreia Mota Miranda**

Dissertação apresentada para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil na Faculdade de  
Engenharia da Universidade do Porto

Universidade do Porto  
Faculdade de Engenharia  
Porto, 2006



Aos meus pais, António e Regina, ao meu irmão Hugo e ao Tiago





## AGRADECIMENTOS

Um trabalho não é obra de uma só pessoa, mas sim o resultado de um esforço desenvolvido com o apoio e incentivo de muitas pessoas.

Foram vários os intervenientes dum processo que culminou neste trabalho. A todos desejo expressar o meu agradecimento.

À Professora Doutora Madalena Teles, sob cuja orientação decorreu a realização deste trabalho, desejo expressar um agradecimento muito especial pelos seus ensinamentos e rigor científico, empenho, amizade e apoio entusiástico constante.

Ao Professor Doutor António Campos e Matos, co-orientador desta dissertação, pelo apoio concedido.

À Administração do Porto de Leixões, em particular ao Sr. Eng. Emílio Brogueira Dias, pela ajuda financeira, sem a qual não teria sido possível a execução do trabalho experimental, e ao Sr. Eng. Santiago Miranda por toda a colaboração e facilidades dispensadas, assim como a sua disponibilidade constante.

À Novopca, por me possibilitar acumular a execução deste trabalho com a minha vida profissional, em especial ao Sr. Eng. Afonso Mota por todo o apoio e compreensão e, ainda, pela ajuda na recolha de amostras.

Ao Laboratório de Ensaio de Materiais de Construção e, em particular ao Professor Afonso Serra Neves, pela facilidade prestada na execução dos ensaios, e aos experimentadores Sr. Fernando Hora e Sr. Manuel Cardoso pelo cuidado prestado na preparação e execução de diversos ensaios.

À Sr<sup>a</sup>. Dr<sup>a</sup>. Daniela Silva do Centro de Materiais da Universidade do Porto pela disponibilidade e esforço prestados indispensáveis na execução dos ensaios de microscopia electrónica de varrimento.

Ao Laboratório Nacional de Engenharia Civil e, em especial ao Sr. Eng. Arlindo Gonçalves, chefe do Núcleo de Betões, ao Doutor Bettencourt Ribeiro, à Sr<sup>a</sup>. Eng<sup>a</sup>. Ana Maria Esteves e ao Sr. Eng. Manuel Vieira pelas facilidades concedidas na execução dos ensaios de penetração de cloretos, por todo o apoio prestado na pesquisa bibliográfica e conhecimentos transmitidos.

Ao Sr. Dr. Victor Redondo do Instituto Pedro Nunes da Universidade de Coimbra pela facilidade na execução dos ensaios do porosímetro de mercúrio.

À Sr<sup>a</sup>. Eng<sup>a</sup>. Sílvia Fernandes do Centro de Formação Profissional da Indústria da Construção Civil e Obras Públicas do Norte (CICCOPN), pela prontidão demonstrada para a execução do ensaio de teor em sulfatos do cimento num prazo demasiado curto.

À Unibetão e, em particular ao Sr. Eng. Juliano Barbosa pela cedência das cinzas volantes, essenciais ao estudo das argamassas de restauro.

À Secil, especialmente à Sr<sup>a</sup>. Eng<sup>a</sup>. Raquel Figueira pelo fornecimento do cimento que possibilitou o estudo das argamassas.

A todos os que de qualquer modo também contribuíram para a realização do trabalho, o meu sincero agradecimento.

## RESUMO

Esta dissertação insere-se no tema da degradação das estruturas de betão.

A atractividade do litoral português, com cerca de 1010 km de extensão, leva ao estabelecimento da maior parte da população nesta zona e conduz a que um número significativo das estruturas existentes, edifícios, pontes, viadutos, se situem junto à costa, próximo do mar onde ainda se faz sentir a sua influência e onde a degradação das estruturas é mais acentuada. Por outro lado, os encargos financeiros para a reparação e manutenção de obras constituem parte significativa das verbas destinadas ao sector da construção. Estes factos conduzem a uma preocupação cada vez maior com a durabilidade das estruturas localizadas próximo do mar, um dos ambientes mais agressivos para os materiais usados na construção.

Com este trabalho pretende-se estudar e comparar o desempenho de três viadutos localizados no Porto de Leixões, situados a diferentes distâncias do mar: o viaduto da Via Rápida, os viadutos de acesso à Ponte Móvel e o viaduto do Terminal de Petroleiros, construídos mais ou menos na mesma época, com opções de concepção similares e materiais, em geral, do mesmo tipo e com a mesma origem. Como tal, em primeiro lugar, foi feita uma abordagem genérica da degradação do betão. Em seguida foi descrito o projecto original dos viadutos, mencionando os registos diários de cada obra e as ocorrências anormais assinaladas pela fiscalização durante as obras. Apresentam-se os materiais utilizados nos diferentes betões dos três viadutos, os resultados dos ensaios químicos, físicos e mecânicos, caracterizando-os no que diz respeito à sua proveniência e natureza. Quanto aos betões, foram identificadas as suas composições e sua localização na estrutura, e caracterizadas as resistências à compressão ao longo do tempo. Fez-se também uma descrição das inspecções realizadas e respectivas obras de reabilitação.

No âmbito deste trabalho foi ainda efectuado um levantamento fotográfico das anomalias mais importantes detectadas e recolhidas amostras dessas zonas para se realizarem ensaios de determinação da resistência à compressão, da porosidade às 48 horas, da profundidade de carbonatação e da penetração de cloretos. Fez-se o estudo petrográfico do betão, respectivos tratamentos e das deteriorações e analisaram-se os resultados obtidos, avaliando a eficácia das reparações efectuadas nos três viadutos.

Por último, uma vez que no mercado existe uma enorme diversidade de materiais de reparação e a informação técnica fornecida pelos fabricantes é fundamentalmente qualitativa, tornando difícil a sua selecção, estudaram-se argamassas de reparação. Dado que são bem conhecidos os benefícios da utilização de cinzas volantes como adições no betão, contribuindo para a obtenção de misturas mais compactas, com maior durabilidade, pretende-se também avaliar o desempenho de quatro argamassas, com diferentes dosagens de cinzas na sua composição, e uma argamassa de referência apenas com cimento portland. Realizaram-se então ensaios de determinação das resistências mecânicas, por flexão e por compressão, e de caracterização do meio poroso: ensaio de absorção de água por capilaridade, ensaio de porosidade livre às 48 horas, ensaio de evaporação e definição da porometria com o porosímetro de mercúrio. Foram ainda, observadas e comparadas, por microscopia electrónica de varrimento, amostras das diferentes argamassas.



## ABSTRACT

This monograph is a study of the concrete structures degradation in the coastal area of the north of Portugal, located at Matosinhos, near one of the most important harbours of the country.

The extensive coast of Portugal, with about 1010 km, leads that most of the population has one's home in this area and as a consequence of it the great majority of the constructions, such as buildings, bridges and viaducts are constructed in this region where the deterioration is faster and more intensive. This leads to the concern about the durability of structures located at or near the marine environment, one of the most aggressive for the common construction materials. Otherwise, the costs of rehabilitation and maintenance of these constructions have a very significant amount of the budget for the sector of construction.

Our investigation has the aim to study and compare the viaducts of "Via Rápida", "Ponte Móvel" and "Terminal de Petroleiros", located at the Leixões harbour. These viaducts are located at different distances from the sea and they were constructed at the same time and conception and materials were similar as well as their origin.

The first part of our study was to evaluate the concrete degradation and to describe the original project of the viaducts and the diaries and abnormalities registered during the construction of the viaducts.

After that, a description of the materials of the different concretes of the viaducts and the results of the chemical, physical and mechanical tests were analysed to characterize their origin and nature. Composition and location of the concretes in the structures of the viaducts were identified and the compressive strength evolution over the time as well as a description of the inspections and rehabilitation works were studied.

During our investigation several photographs of the most relevant abnormalities were taken and samples of these materials were collected to test the compressive strenght, porosity at 48 hours, extension of carbonation and chlorite penetration. The study of the petrography of the concretes, their treatment and deterioration were done and an evaluation of the results as well the performance of the rehabilitation at the three viaducts was studied too.

Finally, a study of the rehabilitation mortars was studied because a lot of different materials are exhibited at the market for sale and technical information is predominantly qualitative and so its selection is difficult. As addiction of fly ashes has benefits for the compaction and durability of the concretes we evaluated the performance of four mortars with different doses of mortars in their composition and compared with one referee mortar with Portland cement. Several laboratory tests were performed to evaluate the mechanical properties – flexural and compressive strength – and to characterize their porous media – absorption by capillarity, porosity at 48 hours, evaporation and definition of the porosimetry with the mercury porosimeter. Different samples of concretes were observed and compared by electronic microscopy.



## ÍNDICE GERAL

<b>AGRADECIMENTOS.....</b>	<b>I</b>
<b>RESUMO.....</b>	<b>III</b>
<b>ABSTRACT.....</b>	<b>V</b>
<b>ÍNDICE GERAL.....</b>	<b>VII</b>
<b>ÍNDICE DE QUADROS.....</b>	<b>XI</b>
<b>ÍNDICE DE FIGURAS.....</b>	<b>XV</b>
<b>1 INTRODUÇÃO.....</b>	<b>1</b>
1.1 ENQUADRAMENTO GERAL.....	1
1.2 OBJECTIVOS.....	1
1.3 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO.....	2
<b>2 A DEGRADAÇÃO DO BETÃO.....</b>	<b>5</b>
2.1 INTRODUÇÃO .....	5
2.2 AMBIENTE .....	8
2.2.1 CARACTERIZAÇÃO GERAL DO AMBIENTE .....	8
2.2.2 O AMBIENTE MARINHO .....	10
2.3 CARACTERÍSTICAS DO BETÃO .....	12
2.3.1 O MATERIAL BETÃO.....	12
2.3.2 ESTRUTURA POROSA DO BETÃO E MECANISMOS DE TRANSPORTE .....	18
2.3.3 REQUISITOS DE DURABILIDADE DO BETÃO .....	21
2.4 DEGRADAÇÃO FÍSICA DO BETÃO .....	23
2.4.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS .....	23
2.4.2 FENDILHAÇÃO PRECOCE NO BETÃO .....	24
2.4.3 FISSURAS NO BETÃO ENDURECIDO .....	26
2.5 DEGRADAÇÃO QUÍMICA DO BETÃO .....	28
2.5.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS .....	28
2.5.1.1 ATAQUE PELOS ÁCIDOS.....	29
2.5.1.2 ATAQUE PELOS SAIS DE AMÓNIO E MAGNÉSIO .....	29
2.5.1.3 ATAQUE POR ÁGUAS PURAS.....	29
2.5.1.4 REACÇÕES ÁLCALI-AGREGADO.....	30
2.5.1.5 ATAQUE PELOS SULFATOS.....	31
2.6 CORROSÃO DAS ARMADURAS .....	32

<b>3 VIADUTOS EM ESTUDO.....</b>	<b>39</b>
3.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS .....	39
3.2 OBRAS EM ESTUDO .....	41
3.2.1 VIADUTO DA VIA RÁPIDA .....	41
3.2.1.1 INTRODUÇÃO .....	41
3.2.1.2 DESCRIÇÃO DO PROJECTO .....	41
3.2.1.3 EXECUÇÃO DA OBRA.....	46
3.2.1.4 ALTERAÇÕES EFECTUADAS.....	47
3.2.1.5 ESTADO ACTUAL.....	50
3.2.2 VIADUTOS DE ACESSO À PONTE MÓVEL .....	54
3.2.2.1 INTRODUÇÃO .....	54
3.2.2.2 DESCRIÇÃO DO PROJECTO .....	55
3.2.2.3 EXECUÇÃO DA OBRA .....	59
3.2.2.4 ALTERAÇÕES EFECTUADAS.....	60
3.2.2.5 ESTADO ACTUAL.....	61
3.2.3 VIADUTO DO TERMINAL DE PETROLEIROS DE LEIXÕES.....	67
3.2.3.1 INTRODUÇÃO .....	67
3.2.3.2 DESCRIÇÃO DO PROJECTO .....	68
3.2.3.3 EXECUÇÃO DA OBRA.....	71
3.2.3.4 ALTERAÇÕES EFECTUADAS.....	71
3.2.3.5 ESTADO ACTUAL.....	73
3.3 CARACTERIZAÇÃO DOS BETÕES UTILIZADOS NOS VIADUTOS .....	76
3.3.1 INTRODUÇÃO .....	76
3.3.2 CIMENTOS .....	76
3.3.2.1 RESULTADOS DOS ENSAIOS .....	76
3.3.2.2 ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	81
3.3.3 AGREGADOS.....	83
3.3.3.1 RESULTADOS DOS ENSAIOS .....	83
3.3.3.2 ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	85
3.3.4 ÁGUA.....	85
3.3.5 ADJUVANTES .....	86
3.3.6 POZOLANAS.....	86
3.3.6.1 RESULTADOS DOS ENSAIOS .....	86
3.3.6.2 ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	88
3.3.7 BETÕES .....	90
3.3.7.1 COMPOSIÇÃO DOS BETÕES.....	90
3.3.7.2 RESULTADOS DOS ENSAIOS .....	102
3.3.7.3 ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	108



<b>4 TRABALHO EXPERIMENTAL.....</b>	<b>111</b>
4.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS .....	111
4.2 EXTRACÇÃO DE AMOSTRAS .....	111
4.3 ENSAIOS REALIZADOS .....	117
4.3.1 DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO .....	117
4.3.2 DETERMINAÇÃO POROSIDADE ÀS 48 HORAS .....	118
4.3.3 DETERMINAÇÃO DA PROFUNDIDADE DE CARBONATAÇÃO .....	118
4.3.4 DETERMINAÇÃO DA PENETRAÇÃO DE CLORETOS .....	119
4.3.5 ESTUDO PETROGRÁFICO DO BETÃO – RESULTADOS E ANÁLISE .....	120
4.3.5.1 VIADUTO DA VIA RÁPIDA .....	121
4.3.5.2 VIADUTOS DE ACESSO À PONTE MÓVEL .....	136
4.3.5.3 VIADUTO DO TERMINAL DE PETROLEIROS .....	145
4.4 DISCUSSÃO DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS .....	151
 <b>5 ESTUDO DE ARGAMASSAS DE REPARAÇÃO.....</b>	 <b>161</b>
5.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS .....	161
5.2 CARACTERIZAÇÃO E SELECÇÃO DOS MATERIAIS .....	161
5.2.1 CIMENTO.....	161
5.2.2 CINZAS VOLANTES.....	163
5.2.3 AGREGADOS.....	165
5.3 COMPOSIÇÃO DAS ARGAMASSAS.....	165
5.4 ENSAIOS REALIZADOS .....	165
5.4.1 CONSISTÊNCIA POR ESPALHAMENTO .....	166
5.4.2 TEMPOS DE PRESA .....	166
5.4.3 ENSAIO DE DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA MECÂNICA .....	167
5.4.3 ENSAIO ABSORÇÃO DE ÁGUA POR CAPILARIDADE .....	169
5.4.4 ENSAIO DE POROSIDADE ÀS 48 HORAS .....	170
5.4.5 ENSAIO DE EVAPORAÇÃO .....	171
5.4.6 ENSAIO DO POROSÍMETRO DE MERCÚRIO .....	173
5.4.7 DETERMINAÇÃO DA PROFUNDIDADE DE CARBONATAÇÃO .....	175
5.4.8 ESTUDO PETROGRÁFICO .....	175
5.5 DISCUSSÃO DOS RESULTADOS.....	179
 <b>6 CONCLUSÃO E DESENVOLVIMENTO FUTURO.....</b>	 <b>183</b>
 <b>BIBLIOGRAFIA.....</b>	 <b>189</b>
 <b>ANEXO I.....</b>	 <b>199</b>



## ÍNDICE DE QUADROS

### CAPÍTULO 2

Quadro 2.1 – Classificação da vida útil de projecto (ENV 1991-1, 1994).....	6
Quadro 2.2 – Proposta da CEN/EOTA para a vida útil das obras e dos produtos da construção (Esteves Ferreira, 1999).....	6
Quadro 2.3 – Estatística de deteriorações efectuada por Vieitez e Ramírez em 1984 (Casanova, 1997). .	7
Quadro 2.4 – Influência da humidade nos processos de degradação do betão (CEB, 1992).....	8
Quadro 2.5 – Classes de exposição (NP EN 206-1, 2005).....	9
Quadro 2.6 Valores limite das classes de exposição para o ataque químico proveniente de solos naturais e de águas neles contidas (NP EN 206-1, 2005).....	10
Quadro 2.7 – Salinidade de diferentes águas de mar (Duval e Hornain, 1992) .....	10
Quadro 2.8 – Composição média da água do Oceano Atlântico (RILEM, 1985) .....	11
Quadro 2.9 – Principais componentes da matéria-prima do clínquer (Sousa Coutinho, 1988a).....	12
Quadro 2.10 – Principais componentes do clínquer de cimento portland (Sousa Coutinho, 1988a) .....	13
Quadro 2.11 – Valores limite para a composição e propriedades do betão (NP EN 206-1, 2005). .....	21
Quadro 2.12 – Espessura de recobrimento mínima para betão armado (EN 1992-1, 2004) .....	22
Quadro 2.13 – Espessura de recobrimento mínima para betão pré-esforçado (EN 1992-1, 2004) .....	22
Quadro 2.14 – Classificação estrutural recomendada (EN 1992-1, 2004) .....	23
Quadro 2.15 – Limites de largura de fendas (EN 1992-1-1, 2004).....	23
Quadro 2.16 – Ácidos que mais frequentemente provocam o ataque do betão (Neville, 1995) .....	29
Quadro 2.17 – Máximo teor em cloretos no betão (NP-EN 206-1, 2005).....	35

### CAPÍTULO 3

Quadro 3.1 – Resultados da análise à água no porto de Leixões. ....	55
Quadro 3.2 – Resultados do ensaio dos provetes. ....	55
Quadro 3.3 – Risco de corrosão em betão não carbonatado (Browne, 1980). ....	63
Quadro 3.4 – Risco de corrosão (Bre Digest, 1982). ....	63
Quadro 3.5 – Resultados dos ensaios físicos e mecânicos efectuados aos cimentos dos três viadutos. .	78
Quadro 3.6 – Resultados dos ensaios químicos efectuados aos cimentos utilizados nos três viadutos. .	79
Quadro 3.7 – Relações entre óxidos elementares dos cimentos utilizados em dois viadutos. ....	79
Quadro 3.8 – Resultados dos ensaios químicos efectuados aos cimentos utilizados nos três viadutos. .	80
Quadro 3.9 – Composições químicas e potenciais de cimentos. ....	83
Quadro 3.10 – Baridade dos agregados utilizados nos três viadutos.....	85
Quadro 3.11 – Resultados dos ensaios físicos e mecânicos efectuados à pozolana de Santo Antão nos dois viadutos.....	87
Quadro 3.12 – Resultados dos ensaios químicos efectuados à pozolana de Santo Antão do viaduto da Via Rápida. ....	87
Quadro 3.13 – Tensões de rotura mínimas por flexão e compressão (MPa) (“Caderno de Encargos para o fornecimento e recepção de pozolanas”, 1960).....	89

Quadro 3.14 – Propriedades físicas e mecânicas de pozolanas de Santo Antão (Sousa Coutinho, 1988a))	89
Quadro 3.15 – Propriedades químicas de pozolanas de Santo Antão (Sousa Coutinho, 1988a))	89
Quadro 3.16 – Identificação dos betões utilizados no viaduto da Via Rápida	90
Quadro 3.17 – Identificação dos betões utilizados nos viadutos de acesso à Ponte Móvel	90
Quadro 3.18 – Identificação dos betões utilizados no viaduto do Terminal de Petroleiros de Leixões	91
Quadro 3.19 – Origem dos diferentes materiais que compõem os betões utilizados nos três viadutos.	99
Quadro 3.20 – Composição dos betões utilizados no viaduto da Via Rápida	100
Quadro 3.21 – Composição dos betões utilizados nos viadutos de acesso à Ponte Móvel	101
Quadro 3.22 – Composição dos betões utilizados no viaduto do Terminal de Petroleiros	101
Quadro 3.23 – Resistência à compressão dos betões ensaiados dos três viadutos	102

#### CAPÍTULO 4

Quadro 4.1 – Características dos betões consideradas para a localização da extracção de carotes.	112
Quadro 4.2 – Designação, tipo e localização das amostras extraídas do viaduto da Via Rápida e ensaios realizados.	114
Quadro 4.3 – Designação, tipo e localização das amostras extraídas dos viadutos de acesso à Ponte Móvel e ensaios realizados.	114
Quadro 4.4 – Designação, tipo e localização das amostras extraídas do viaduto do Terminal de Petroleiros e ensaios realizados	115
Quadro 4.5 – Resultados do ensaio de determinação da resistência à compressão do provete PM3.	118
Quadro 4.6 – Porosidade às 48 horas das carotes de betão	118
Quadro 4.7 – Resultados do ensaio de determinação da profundidade de carbonatação	119
Quadro 4.8 – Resultados do ensaio de determinação do teor de cloretos	120
Quadro 4.9 – Comparação dos resultados do ensaio de determinação da resistência à compressão em cubos de 20 cm de aresta durante a obra e em carotes	152
Quadro 4.10 – Comparação dos resultados de determinação da profundidade de carbonatação e do teor em cloretos a 2 cm de profundidade em carotes	153
Quadro 4.11 – Compostos identificados no estudo petrográfico das amostras extraídas do viaduto da Via Rápida	155
Quadro 4.12 – Compostos identificados no estudo petrográfico das amostras extraídas dos viadutos de acesso à Ponte Móvel	156
Quadro 4.13 – Compostos identificados no estudo petrográfico das amostras extraídas do viaduto do Terminal de Petroleiros	157

#### CAPÍTULO 5

Quadro 5.1 – Propriedades físicas, mecânicas e químicas do cimento utilizado nas argamassas	162
Quadro 5.2 – Composição potencial e módulos do cimento utilizado nas argamassas	162
Quadro 5.3 – Composição química das cinzas volantes	164
Quadro 5.4 – Composição granulométrica do agregado utilizado nas argamassas (NP EN 196-1, 1996)	165

Quadro 5.5 – Composição das argamassas estudadas. ....	165
Quadro 5.6 – Valores da consistência das argamassas.....	166
Quadro 5.7 – Composição das argamassas para determinação do tempo de presa. ....	167
Quadro 5.8 – Tempos de presa obtidos nas cinco argamassas.....	167
Quadro 5.9 – Resultados do ensaio de resistência à compressão das argamassas. ....	168
Quadro 5.10 – Resultados do ensaio de resistência à flexão das argamassas. ....	169
Quadro 5.11 – Porosidade às 48 horas dos provetes de argamassa.....	171
Quadro 5.12 – Porometria dos provetes de argamassa. ....	174
Quadro 5.13 – Comparação dos resultados dos ensaios do cimento. ....	180

## ANEXO I

Quadro I.1 – Resultados dos ensaios físicos, mecânicos e químicos das remessas de cimento do viaduto da Via Rápida. ....	199
Quadro I.2 – Resultados dos ensaios físicos, mecânicos e químicos das remessas de cimento do viaduto do Terminal de Petroleiros. ....	200
Quadro I.2 – Resultados dos ensaios físicos, mecânicos e químicos das remessas de cimento do viaduto do Terminal de Petroleiros (continuação). ....	201
Quadro I.3 – Composição granulométrica dos agregados utilizados nos betões do viaduto da Via Rápida (relatório de ensaio nº2305) .....	202
Quadro I.4 – Composição granulométrica dos agregados utilizados nos betões do viaduto da Via Rápida (relatório de ensaio nº 2783) .....	202
Quadro I.5 – Composição granulométrica dos agregados utilizados nos betões dos viadutos de acesso à Ponte Móvel (relatório de ensaio nº 2373). ....	202
Quadro I.6 – Composição granulométrica dos agregados utilizados nos betões do viaduto do Terminal de Petroleiros relatório de ensaio nº 7373) .....	202
Quadro I.7 – Resultados dos ensaios físicos e mecânicos das remessas de pozolana do viaduto da Via Rápida .....	203
Quadro I.8 – Resultados dos ensaios físicos e mecânicos das remessas de pozolana do viaduto do Terminal de Petroleiros .....	204



## ÍNDICE DE FIGURAS

### CAPÍTULO 2

Figura 2.1 – Relação entre a durabilidade e o desempenho (CEB, 1992) .....	6
Figura 2.2 – Condições de exposição e mecanismos de deterioração num ambiente marinho. ....	12
Figura 2.3 – Imagens e espectros de silicatos hidratados (viaduto do Terminal de Petroleiros) e portlandite (viadutos de acesso à Ponte Móvel) observados no microscópio electrónico de varrimento. .	14
Figura 2.4 – Imagens de aluminatos hidratados (viaduto da Via Rápida) observados no microscópio electrónico de varrimento. ....	15
Figura 2.5 – Imagem e espectro de etringite primária (viadutos de acesso à Ponte Móvel) observada no microscópio electrónico de varrimento. ....	15
Figura 2.6 – Mecanismo de adsorção de água pelos poros. ....	19
Figura 2.7 – Representação esquemática de um sólido poroso. ....	19
Figura 2.8 – Eflorescências nos viadutos da Via Rápida e de acesso à Ponte Móvel. ....	21
Figura 2.9 – Fissuras precoces no betão. ....	24
Figura 2.10 – Fissura por assentamento plástico. ....	24
Figura 2.11 – Fissura por cedência do subsolo. ....	25
Figura 2.12 – Fissura por deslocamento da cofragem. ....	26
Figura 2.13 – Fissuras associadas aos esforços dominantes. ....	26
Figura 2.14 – Tipos de corrosão. (Andrade et al., 1998) .....	37

### CAPÍTULO 3

Figura 3.1 – Planta do porto de Leixões (APDL, 2005). ....	39
Figura 3.2 – Fotografia aérea do porto de Leixões (APDL, 2006). ....	39
Figura 3.3 - Viaduto da Via Rápida (APDL, 2006) .....	41
Figura 3.4 – Planta do viaduto da Via Rápida – Localização e numeração dos pórticos .....	42
Figura 3.5 – Alçado dos pórticos correntes do viaduto da Via Rápida. ....	42
Figura 3.6 – Perfil transversal das longarinas do viaduto da via Rápida. ....	43
Figura 3.7 – Corte transversal do tabuleiro do viaduto da Via Rápida. ....	44
Figura 3.8 – Encontros do viaduto da Via Rápida. ....	44
Figura 3.9 – Perfil longitudinal com identificação do tipo de fundação dos pórticos do viaduto da Via Rápida. ....	45
Figura 3.10 – Planta de fundação tipo dos pórticos fundados sobre estacas do viaduto da Via Rápida. ....	45
Figura 3.11 – Alçado da fundação dos pórticos fundados sobre estacas do viaduto da via rápida. ....	45
Figura 3.12 – Pormenor do maciço de encabeçamento das estacas do viaduto da via rápida. ....	46
Figura 3.13 – Corte e planta das fundações dos pórticos adjacentes ao rio Leça do viaduto da Via Rápida. ....	46
Figura 3.14 – Planta do reforço das fundações dos pórticos 5, 6, 7, 9, 12, 13, 14 e 15. ....	47
Figura 3.15 – Planta do reforço das fundações do pórtico 8. ....	47
Figura 3.16 – Corte transversal do reforço das fundações dos pórticos fundados sobre estacas do viaduto da Via Rápida. ....	48

Figura 3.17 – Corte longitudinal do reforço das fundações dos pórticos fundados sobre estacas do viaduto da Via Rápida.....	48
Figura 3.18 – Estrutura de suporte do alargamento do viaduto da Via Rápida (Matos, 2003).....	49
Figura 3.19 – Imagens do Viaduto da Via Rápida em 1999 antes e durante a reabilitação (Matos, 2003). .....	49
Figura 3.20 – Imagens do Viaduto da Via Rápida em 1999 após a reabilitação (Matos, 2003).....	50
Figura 3.21 – Viaduto da Via Rápida no início da sua utilização e actualmente. ....	50
Figura 3.22 – Eflorescências nos pórticos do viaduto da Via Rápida. ....	51
Figura 3.23 – Colonização biológica e eflorescências nos pórticos do viaduto da Via Rápida. ....	51
Figura 3.24 – Manchas acastanhadas nas longarinas do viaduto da Via Rápida. ....	51
Figura 3.25 – Destacamento pontual do betão em longarinas do viaduto da Via Rápida. ....	52
Figura 3.26 – Excrementos de pombos nos negativos das carlingas e no banzo inferior das longarinas do viaduto da Via Rápida.....	52
Figura 3.27 – Eflorescências esbranquiçadas e manchas escuras da laje do viaduto da Via Rápida. ....	52
Figura 3.28 – Manchas acastanhadas e destacamentos de betão da laje do tabuleiro do viaduto da Via Rápida.....	53
Figura 3.29 – Fissuração dos caixões das fundações dos pórticos adjacentes ao rio Leça do viaduto da Via Rápida. ....	53
Figura 3.30 – Eflorescências e manchas escuras no encontro norte do viaduto da Via Rápida.....	53
Figura 3.31 - Viadutos de acesso à Ponte Móvel (APDL, 2006).....	54
Figura 3.32 – Alçado da Ponte Móvel e respectivos viadutos de acesso. ....	54
Figura 3.33 - Planta dos viadutos de acesso à Ponte Móvel. ....	55
Figura 3.34 – Secção transversal do tabuleiro dos viadutos de acesso à Ponte Móvel.....	56
Figura 3.35 – Dimensões das longarinas a meio vão e nos apoios dos viadutos de acesso à Ponte Móvel. .....	56
Figura 3.36 – Alçados frontal e lateral das paredes-pilar dos viadutos de acesso à Ponte Móvel.....	57
Figura 3.37 – Corte do encontro dos viadutos de acesso à Ponte Móvel.....	58
Figura 3.38 – Planta do encontro dos viadutos de acesso à Ponte Móvel. ....	58
Figura 3.39 – Parede pêndulo dos viadutos de acesso à Ponte Móvel – Corte pelo eixo.....	59
Figura 3.40 – Tipo de fundação do viaduto sul de acesso à Ponte Móvel.....	59
Figura 3.41 – Tipo de fundação do viaduto norte de acesso à Ponte Móvel. ....	59
Figura 3.42 – Imagens dos Viadutos de Acesso à Ponte Móvel em 1990 antes da reabilitação (Matos, 2003).....	61
Figura 3.43 – Imagens dos Viadutos de Acesso à Ponte Móvel em 1990 antes da reabilitação (Matos, 2003).....	61
Figura 3.44 – Nova Ponte Móvel de Leixões (Mota-Engil, 2006).....	62
Figura 3.45 – Manchas escuras nas paredes pilares dos viadutos de acesso à Ponte Móvel.....	64
Figura 3.46 – Manchas nas paredes-pêndulo dos viadutos de acesso à Ponte Móvel. ....	64
Figura 3.47 – Esboroamentos na base das paredes-pilar dos viadutos de acesso à Ponte Móvel. ....	65
Figura 3.48 – Destacamentos de betão na base da parede-pilar nº 5 dos viadutos de acesso à Ponte Móvel. ....	65



Figura 3.49 – Manchas acastanhadas nas longarinas e na laje do tabuleiro dos viadutos de acesso à Ponte Móvel.....	65
Figura 3.50 – Fissuração ao longo da armadura das longarinas dos viadutos de acesso à Ponte Móvel.....	66
Figura 3.51 – Destacamento do betão nas longarinas. ....	66
Figura 3.52 – Eflorescências esbranquiçadas na transição entre a laje e a longarina.....	66
Figura 3.53 – Excrementos de pombas nos negativos das carlingas dos viadutos de acesso à ponte Móvel. ....	67
Figura 3.54 – Planta geral do Terminal de Petroleiros.....	67
Figura 3.55 – Localização do viaduto do Terminal de Petroleiros .....	68
Figura 3.56 – Alçado e planta da estrutura inferior do viaduto do Terminal de Petroleiros.....	68
Figura 3.57 – Planta do viaduto do Terminal de Petroleiros.....	68
Figura 3.58 – Secção tipo do viaduto do Terminal de Petroleiros. ....	69
Figura 3.59 – Secção das vigas do viaduto do Terminal de Petroleiros.....	69
Figura 3.60 – Capitel de ligação entre os tubulões e as vigas inferiores do viaduto do Terminal de Petroleiros. ....	70
Figura 3.61 – Localização e dimensões em planta dos caixões intermédios do viaduto do Terminal de Petroleiros. ....	70
Figura 3.62 – Tubulão do viaduto do Terminal de Petroleiros. ....	70
Figura 3.63 – Corte transversal A-B entre o maciço sul e caixão do viaduto do Terminal de Petroleiros..	71
Figura 3.64 – Corte transversal G-H na zona do posto de acostagem C.....	71
Figura 3.65 – Imagens do viaduto do Terminal de Petroleiros em 1993 antes da reabilitação (Matos, 2003).....	73
Figura 3.66 – Imagens do Viaduto do Terminal de Petroleiros após a reabilitação de 1993 (Matos, 2003). ....	73
Figura 3.67 – Fissuras e manchas acastanhadas de vigas do viaduto do Terminal de Petroleiros.....	75
Figura 3.68 – Manchas acastanhadas devido à corrosão dos elementos metálicos do viaduto do Terminal de Petroleiros. ....	75
Figura 3.69 – Corrosão das estacas-prancha dos encontros do viaduto do Terminal de Petroleiros.....	75
Figura 3.70 – Manchas de corrosão nos capitéis de ligação entre os tubulões e as vigas do viaduto do Terminal de Petroleiros. ....	76
Figura 3.71 – Resistência à flexão dos cimentos utilizados nos três viadutos. ....	78
Figura 3.72 - Resistência à compressão dos cimentos utilizados nos três viadutos.....	78
Figura 3.73 - Resistência à tracção do cimento aluminoso utilizado nos viadutos de acesso à Ponte Móvel. ....	79
Figura 3.74 – Variação dos componentes principais do cimento portland utilizado no viaduto da Via Rápida. ....	80
Figura 3.75 – Variação dos componentes principais do cimento portland utilizado no viaduto do Terminal de Petroleiros. ....	80
Figura 3.76 – Evolução da resistência à flexão dos cimentos portland dos três viadutos e de cimentos fabricados em Portugal entre 1984 e 1986 (A, B, D, E, G, H e I). ....	81

Figura 3.77 – Evolução da resistência à compressão dos cimentos portland dos três viadutos e de dois cimentos fabricados no Canadá. ....	81
Figura 3.78 – Evolução da resistência à compressão dos cimentos portland dos três viadutos e de cimentos fabricados em Portugal entre 1984 e 1986 (A, B, D, E, G, H e I). ....	82
Figura 3.79 – Curva granulométrica dos agregados utilizados no viaduto da Via Rápida. ....	84
Figura 3.80 – Curva granulométrica dos agregados utilizados nos viadutos de acesso à Ponte Móvel... ..	84
Figura 3.81 – Curva granulométrica dos agregados utilizados no viaduto do Terminal de Petroleiros.....	84
Figura 3.82 – Resistência à flexão e à compressão da pozolana utilizada nos dois viadutos. ....	87
Figura 3.83 – Ponto representativo da reactividade de uma remessa de pozolana do viaduto do Terminal de Petroleiros e diagrama da solubilidade do hidróxido de cálcio em função da concentração de álcalis a 40°C. ....	88
Figura 3.84 – Identificação dos betões utilizados nos pórticos com fundação indirecta do viaduto da Via Rápida.....	92
Figura 3.85 – Identificação dos betões utilizados nos pórticos com fundação directa do viaduto da Via Rápida.....	93
Figura 3.86 – Identificação dos betões utilizados nas fundações dos pórticos adjacentes ao rio Leça do viaduto da Via Rápida.....	94
Figura 3.87 – Identificação dos betões utilizados nos encontros do viaduto da Via Rápida .....	95
Figura 3.88 – Identificação dos betões utilizados nos pórticos dos viadutos de acesso à Ponte Móvel... ..	96
Figura 3.89 – Identificação dos betões utilizados nos encontros dos viadutos de acesso à Ponte Móvel .....	97
Figura 3.90 – Identificação dos betões utilizados nas vigas e tubulões do viaduto do Terminal de Petroleiros.....	98
Figura 3.91 – Resistência à compressão do betão VR2 das estacas das fundações dos pórticos correntes do viaduto da Via Rápida. ....	103
Figura 3.92 – Resistência à compressão do betão VR3 do muro do encontro norte e parte do muro do encontro sul, pórticos (pilares e vigas), excepto o pórtico nº 3, e maciços das estacas e vigas lintel e padieira de fundação dos pórticos correntes do viaduto da Via Rápida. ....	103
Figura 3.93 – Resistência à compressão do betão VR5 da viga-consola da quarta célula (contrapeso no tardo) das fundações dos pórticos adjacentes ao rio Leça do viaduto da Via Rápida.....	103
Figura 3.94 – Resistência à compressão do betão VR6 de enchimento das câmaras de trabalho dos caixões de ar comprimido das fundações dos pórticos adjacentes ao rio Leça do viaduto da Via Rápida. ....	104
Figura 3.95 – Resistência à compressão do betão VR7 de enchimento das paredes das câmaras de trabalho, paredes de elevação e laje de fundação dos caixões de ar comprimido das fundações dos pórticos adjacentes ao rio do viaduto da Via Rápida. ....	104
Figura 3.96 – Resistência à compressão do betão VR9 de enchimento da célula central dos caixões das fundações dos pórticos adjacentes ao rio Leça do viaduto da Via Rápida.....	104
Figura 3.97 – Resistência à compressão do betão VR10 dos pilares dos pórticos 4 e 9 nas imediações das articulações do viaduto da Via Rápida. ....	105
Figura 3.98 – Resistência à compressão do betão VR12 das vigas longitudinais do tabuleiro do viaduto da Via Rápida. ....	105

Figura 3.99 – Resistência à compressão do betão VR13 das carlingas e lajes do tabuleiro do viaduto da Via Rápida. ....	105
Figura 3.100 – Resistência à compressão do betão PM1 das sapatas dos pórticos 1, 2, 3, 4, 5, 6, 14 e 15, das vigas inferiores de suporte às paredes pêndulo, articulações inferiores das paredes pêndulo e paredes pêndulo – pórticos 8 e 9, dos pilares dos pórticos 1 a 7 e 10 a 15 e das paredes de elevação e lajes de fundação dos encontros norte e sul dos viadutos de acesso à Ponte Móvel. ....	106
Figura 3.101 – Resistência à compressão do betão PM3 das articulações superiores das paredes pêndulo e vigas superiores de suporte às paredes pêndulo – pórticos 8 e 9, das vigas longitudinais e transversais de suporte do tabuleiro e das lajes do tabuleiro dos viadutos de acesso à Ponte Móvel. ....	106
Figura 3.102 – Resistência à compressão do betão TP1 das vigas da estrutura do viaduto porta-condutas e ligações das vigas transversais e longitudinais do viaduto porta-condutas e vigas de encabeçamento na plataforma dos postos de acostagem do viaduto do Terminal de Petroleiros. ....	106
Figura 3.103 – Resistência à compressão do betão TP2 do encabeçamento dos tubulões do viaduto do Terminal de Petroleiros. ....	107
Figura 3.104 – Resistência à compressão do betão TP3 das paredes dos tubulões do viaduto do Terminal de Petroleiros. ....	107
Figura 3.105 – Resistência à compressão do betão TP4 da selagem da base dos tubulões do viaduto do Terminal de Petroleiros. ....	107
Figura 3.106 – Resistência à compressão do betão TP7 dos caixões dos postos de acostagem do viaduto do Terminal de Petroleiros. ....	108
Figura 3.107 – Resistência à compressão do betão TP8 do enchimento dos caixões dos postos de acostagem do viaduto do Terminal de Petroleiros. ....	108

#### CAPÍTULO 4

Figura 4.1 – Extracção das carotes do betão. ....	112
Figura 4.2 – Curvas granulométricas dos agregados usados nos betões VR <sub>3</sub> e PM <sub>1</sub> . ....	113
Figura 4.3 – Extracção de carotes com a face orientada a norte da carlinga. ....	113
Figura 4.4 – Extracção de amostras nos viadutos da Via Rápida e de acesso à Ponte Móvel. ....	114
Figura 4.5 – Planta do viaduto da Via Rápida – Localização das amostras retiradas do encontro norte e dos pórticos 12, 11, 6 e 5 (VR1, VR2, VR3, VR8, VR9, VR10, VR11 e VR12). ....	115
Figura 4.6 – Vistas dos pórticos 5 e 6 do viaduto da Via Rápida – Localização das amostras retiradas das carlingas, entre os pórticos 5 e 6) e lintel do pórtico 5 (VR4 e VR5 VR6, VR7, VR8 e VR9). ....	115
Figura 4.7 – Vista do pórtico 12 e corte entre os pórticos 4 e 5 do viaduto da Via Rápida – Localização das amostras retiradas das vigas e laje (VR14, VR15, VR16, VR17, VR18, VR19, VR20, VR21, VR22, VR23 e VR24). ....	116
Figura 4.8 – Alçado do viaduto sul de acesso à Ponte Móvel – Localização das amostras retiradas da base da parede pilar e da laje (PM5, PM7 e PM8). ....	116
Figura 4.9 – Alçado do viaduto norte de acesso à Ponte Móvel – Localização das amostras PM1, PM2, PM3, PM4 e PM6. ....	116
Figura 4.10 – Planta do viaduto do Terminal de Petroleiros – Localização das amostras retiradas das vigas, laje e encontro (TP1, TP2, TP3, TP4, TP5, TP6, TP8 e TP9). ....	117

Figura 4.11 – Corte do viaduto do Terminal de Petroleiros (alçado da viga Vt2) – Localização das amostras retiradas da viga VL2 e da laje (TP5, TP6 e TP7).....	117
Figura 4.12 – Imagens do ensaio de determinação da resistência à compressão do provete PM3. ....	118
Figura 4.13 – Imagens do ensaio de determinação da profundidade de carbonatação.....	119
Figura 4.14 – Camadas de revestimento de amostras de betão do viaduto da Via Rápida.....	121
Figura 4.15 – Imagens de aluminatos de cálcio e imagens e espectros de silicatos de cálcio sobre um grão de quartzo da argamassa de revestimento da amostra VR1.....	122
Figura 4.16 – Imagens e espectros da zona superficial do revestimento da amostra VR1.....	122
Figura 4.17 – Imagens e espectros da zona interior do revestimento da amostra VR1. ....	123
Figura 4.18 – Imagens e espectros da etringite presente na argamassa de revestimento da amostra VR1. ....	123
Figura 4.19 – Imagens e espectros de betão da amostra VR1.....	123
Figura 4.20 – Imagem e espectro da camada de gesso da amostra VR6.....	124
Figura 4.21 – Imagens e espectros do betão das amostras VR5 e VR6.....	125
Figura 4.22 – Imagens e espectro da amostra VR10.....	126
Figura 4.23 – Imagens da eflorescência da amostra VR11. ....	127
Figura 4.24 – Imagem e espectro do betão da amostra VR12 .....	128
Figura 4.25 – Imagem e espectro da amostra VR14 .....	129
Figura 4.26 – Imagem e espectro da mancha castanha da amostra VR15.1.....	129
Figura 4.27 – Imagem e espectro das amostras VR15.1 e VR15.2.....	130
Figura 4.28 – Imagens e espectros da amostra VR16.....	130
Figura 4.29 – Imagens da parte exterior do betão da amostra VR17. ....	131
Figura 4.30 – Imagens do óxido de ferro e do gesso da amostra VR17.....	131
Figura 4.31 – Imagens da parte interior do betão da amostra VR17. ....	132
Figura 4.32 – Imagens por electrões retrodifundidos e espectros da amostra VR18.....	133
Figura 4.33 – Imagem da amostra VR19 e imagens e espectro da amostra VR22. ....	133
Figura 4.34 – Imagem e espectro da amostra VR20. ....	134
Figura 4.35 – Imagens e espectros da amostra VR21.....	134
Figura 4.36 – Imagens e espectros da amostra VR24.....	135
Figura 4.37 – Imagens da amostra VR23.....	135
Figura 4.38 – Revestimento das amostras PM2 e PM3 do viaduto norte de acesso à Ponte Móvel. ....	136
Figura 4.39 – Imagens e espectros do revestimento da amostra PM2.....	137
Figura 4.40 – Imagens e espectros do betão por baixo da argamassa de revestimento da amostra PM2. ....	138
Figura 4.41 – Imagens e espectros do betão a menos de 5 mm de profundidade da amostra PM2. ....	139
Figura 4.42 – Imagens e espectro do betão a mais de 5 mm de profundidade da amostra PM2. ....	139
Figura 4.43 – Imagens e espectro do betão a cerca de 8 mm de profundidade da amostra PM2.....	140
Figura 4.44 – Imagem e espectro do betão a cerca de 10 cm de profundidade da amostra PM2.....	140
Figura 4.45 – Imagem e espectro do revestimento da amostra PM4. ....	141
Figura 4.46 – Imagens de carbonato de cálcio no betão junto ao revestimento da amostra PM4.....	141

Figura 4.47 – Imagens de carbonato de cálcio e óxido de ferro no betão junto à armadura da amostra PM4. ....	142
Figura 4.48 – Diferentes aspectos do carbonato de cálcio da amostra PM5. ....	142
Figura 4.49 – Imagens e espectros da amostra PM6. ....	143
Figura 4.50 – Imagens e espectros da amostra PM7. ....	143
Figura 4.51 – Imagens e espectros da argamassa espessa da amostra PM7. ....	144
Figura 4.52 – Imagens e espectros do betão com cristais de cloreto de sódio da amostra PM8. ....	144
Figura 4.53 – Imagens e espectros do betão com calcite da amostra PM8. ....	145
Figura 4.54 – Camadas de revestimento de amostras de betão do viaduto do Terminal de Petroleiros. ....	145
Figura 4.55 – Imagens e espectros da amostra TP1. ....	146
Figura 4.56 – Imagens e espectros do revestimento das amostras TP2. ....	147
Figura 4.57 – Imagens e espectros do revestimento da amostra TP5. ....	148
Figura 4.58 – Imagens e espectros do betão da amostra TP5. ....	149
Figura 4.59 – Imagens e espectros da amostra TP6. ....	150
Figura 4.60 – Imagens de etringite da amostra TP7. ....	150
Figura 4.61 – Imagem e espectro de carbonato de cálcio da amostra TP8 e imagens da amostra TP9. ....	151

## CAPÍTULO 5

Figura 5.1 – Imagem e espectro de aluminato de cálcio do cimento. ....	162
Figura 5.2 – Imagem e espectro de silicatos de cálcio do cimento. ....	163
Figura 5.3 – Imagens e espectros de gesso e carbonato de cálcio do cimento. ....	163
Figura 5.4 – Imagens e espectros das cinzas volantes. ....	164
Figura 5.5 – Diferentes fases de execução do ensaio de determinação da consistência da argamassa por espalhamento. ....	166
Figura 5.6 – Fabrico dos provetes de argamassa. ....	167
Figura 5.7 – Imagens dos ensaios de determinação da resistência à flexão e à compressão das argamassas. ....	168
Figura 5.8 – Evolução da resistência à compressão das argamassas. ....	169
Figura 5.9 – Evolução da resistência à flexão das argamassas. ....	169
Figura 5.10 – Registos dos valores da absorção de água por capilaridade dos diferentes provetes de cada argamassa e respectiva curva média. ....	170
Figura 5.11 – Curvas médias de absorção de água por capilaridade das argamassas. ....	170
Figura 5.12 – Imagens do ensaio de absorção de água por capilaridade das argamassas. ....	171
Figura 5.13 – Ensaio de evaporação. ....	172
Figura 5.14 – Registos dos valores da evaporação dos diferentes provetes de cada argamassa e respectiva curva média. ....	172
Figura 5.15 – Curvas médias de evaporação de água das argamassas. ....	173
Figura 5.16 – Porometria dos provetes da argamassa AMI. ....	173
Figura 5.17 – Porometria dos provetes da argamassa AMII. ....	174
Figura 5.18 – Porometria dos provetes da argamassa AMIII. ....	174
Figura 5.19 – Porometria dos provetes da argamassa AMIV. ....	174

Figura 5.20 – Porometria dos provetes da argamassa AMV. ....	174
Figura 5.21 – Resultados do teste da fenolftaleína em provetes de argamassa. ....	175
Figura 5.22 – Imagens da amostra superficial da argamassa AMI. ....	175
Figura 5.23 – Imagem e espectro da amostra superficial da argamassa AMII. ....	176
Figura 5.24 – Imagens e espectros da amostra superficial da argamassa AMIII. ....	176
Figura 5.25 – Imagens da amostra superficial da argamassa AMIV. ....	176
Figura 5.26 – Imagens e espectros da amostra superficial da argamassa AMV. ....	177
Figura 5.27 – Imagem e espectro da amostra entre 3 e 4 mm de profundidade da argamassa AMIV. ..	177
Figura 5.28 – Imagens da amostra a 20 mm de profundidade da argamassa AMI. ....	178
Figura 5.29 – Imagem e espectro da amostra a 20 mm de profundidade da argamassa AMII. ....	178
Figura 5.30 – Imagem e espectro da amostra a 20 mm de profundidade da argamassa AMIII. ....	178
Figura 5.31 – Imagens e espectro da amostra a 20 mm de profundidade da argamassa AMIV. ....	179
Figura 5.32 – Imagens da amostra a 20 mm de profundidade da argamassa AMV. ....	179

## 1 INTRODUÇÃO

### 1.1 ENQUADRAMENTO GERAL

Desde a revolução industrial, que começou na Inglaterra no século XVII, por volta de 1650, que a população mundial está em explosão demográfica.

Actualmente, existem cerca de 6,5 biliões de pessoas no mundo, tendo a população aumentado em cerca de 74,1 milhões (1,14%) no último ano (Central Intelligence Agency, 2006). O aumento da população, conjugado com os níveis de exigência de condições de vida, conduziu a um incremento da exploração de energia e recursos minerais existentes na costa e no fundo dos oceanos. A exploração destes recursos foi um dos motivos que originou um grande desenvolvimento de estruturas marítimas a nível mundial, sendo por isso uma boa razão para aprofundar o estudo do comportamento do betão em ambiente marinho, uma vez que a maior parte dos materiais industriais usados correntemente nestas estruturas não mostram, neste ambiente tão inóspito, tão boa durabilidade como o betão (Metha, 1991).

Portugal é um país com uma costa marítima bastante extensa, relativamente à área que ocupa, possuindo cerca de 943 km de costa em Portugal continental, 667 km nos Açores e 250 km na Madeira e nas Ilhas Selvagens. Desde há mais de oito séculos que o mar tem sido o denominador comum da identidade portuguesa, em que os portos, a navegação e os transportes marítimos sempre constituíram o suporte indispensável ao progresso do país. O mar e o litoral, por razões de vária ordem, tornaram-se numa referência económica e cultural para os Portugueses, atraindo os homens, as actividades e os recursos (Instituto Portuário e dos Transportes Marítimos, 2006).

A atractividade do litoral português, que leva ao estabelecimento da maior parte da população nesta zona, conduz a que um número significativo das estruturas existentes, edifícios, pontes, viadutos, se situem junto à costa próximas do mar, onde ainda se faz sentir a sua influência e onde a degradação das estruturas é mais acentuada.

Os encargos financeiros para a reparação e manutenção de obras constituem parte significativa das verbas destinadas ao sector da construção. Este facto conduz a uma preocupação cada vez maior com a durabilidade das estruturas localizadas próximo do mar, um dos ambientes mais agressivos para os materiais usados na construção.

### 1.2 OBJECTIVOS

O objectivo do presente trabalho é o de estudar e comparar o desempenho de três viadutos localizados no porto de Leixões, situados a diferentes distâncias do mar: o viaduto da Via Rápida, os viadutos de acesso à Ponte Móvel e o viaduto do Terminal de Petroleiros, construídos mais ou menos na mesma época, com opções de concepção similares e materiais, em geral, do mesmo tipo e com a mesma origem.

Um outro objectivo é o de estudar composições de argamassas cimentícias de reparação com cinzas volantes, sendo numa primeira fase feita a caracterização e definição do meio poroso das argamassas e posteriormente ensaios de envelhecimento acelerado. Por dificuldade de execução destes ensaios dentro dos prazos previstos, este objectivo não foi cumprido na totalidade, apresentando-se no entanto os resultados referentes à caracterização e definição do meio poroso das argamassas, assim como ao estudo da carbonatação natural em laboratório durante 1 ano e 7 meses.

Em substituição deste estudo, fez-se uma análise petrográfica detalhada do betão e das argamassas usadas nas reparações das diferentes obras, assim como das diferentes deteriorações visíveis nos três viadutos.

### 1.3 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

A dissertação está organizada em seis capítulos, sendo o primeiro constituído pela presente introdução.

No segundo capítulo é efectuada uma abordagem genérica da degradação do betão. Após uma introdução aos conceitos de durabilidade, desempenho e vida útil de uma estrutura de betão, caracteriza-se o ambiente de uma maneira geral, referindo em particular o ambiente marinho. Em seguida, mencionam-se as características mais relevantes para este trabalho do material betão, assim como a sua estrutura porosa e os principais mecanismos de transporte. Indicam-se ainda aos requisitos de durabilidade do betão. Por fim, abordam-se as degradações físicas e químicas do betão e a corrosão das armaduras.

No terceiro capítulo referem-se as três obras em estudo, começando por descrever o projecto original, mencionando os ensaios dos materiais seleccionados, a composição dos betões, os registos diários de cada obra e as ocorrências anormais observadas pela fiscalização. Em seguida, fez-se uma descrição das inspecções realizadas e respectivas obras de reabilitação. Após a realização de várias visitas às obras, com levantamento fotográfico e recolha de amostras, fez-se um levantamento das mais importantes anomalias detectadas. Posteriormente, sintetizou-se o trabalho de pesquisa feito nos arquivos da Administração do Porto de Leixões (APDL) e da Petrogal, apresentando-se os materiais utilizados nos diferentes betões dos três viadutos, os resultados dos ensaios químicos, físicos e mecânicos, caracterizando-os no que diz respeito à sua proveniência e natureza. Quanto aos betões, são identificadas as suas composições e a sua localização na estrutura e caracterizadas as resistências à compressão ao longo do tempo. É feita, sempre que possível, uma análise comparativa dos vários constituintes do betão e dos betões utilizados nos diferentes viadutos.

No quarto capítulo, após identificação das amostras retiradas, apresentam-se os ensaios efectuados (determinação da resistência à compressão, da porosidade às 48 horas, da profundidade de carbonatação e da penetração de cloretos) e o estudo petroográfico do betão e deteriorações, avaliando a eficácia dos tratamentos aplicados nos três viadutos. Seguidamente analisam-se e discutem-se os seus resultados.

No capítulo cinco apresentam-se as análises dos materiais constituintes das argamassas de reparação assim como a composição de quatro argamassas contendo quantidades variáveis de cinzas volantes e cimento e de uma argamassa de referência apenas com cimento portland. Referem-se os resultados dos ensaios de resistências mecânicas por flexão e por compressão. Mostram-se também os ensaios efectuados para a definição do meio poroso: ensaio de absorção de água por capilaridade, ensaio de porosidade livre às 48 horas, ensaio de evaporação e determinação da porometria com porosímetro de mercúrio. São ainda observadas e comparadas, por microscopia



electrónica de varrimento (MEV), amostras das diferentes argamassas. Por último analisam-se os resultados obtidos.

Finalmente, no capítulo seis é apresentada uma síntese do trabalho realizado, salientando-se as conclusões mais importantes e sugerindo-se desenvolvimentos futuros destinados a dar continuidade ao trabalho apresentado nesta dissertação.



## 2 A DEGRADAÇÃO DO BETÃO

### 2.1 INTRODUÇÃO

O betão é um material de construção que, tal como outros materiais, quando sujeito a qualquer ambiente, tem tendência para interagir com este, originando o seu envelhecimento e degradação. Esta deterioração, muitas vezes precoce, leva a um aumento cada vez maior dos custos inerentes à recuperação das estruturas. Assim, tem-se observado, a nível mundial, principalmente nos países mais desenvolvidos, uma preocupação crescente com a durabilidade do betão.

Segundo Ripper (1997), as causas da deterioração das estruturas de betão podem classificar-se em causas humanas, acções naturais e acidentes.

As causas humanas abrangem a fase de concepção e projecto, a fase de execução e também a fase de utilização da estrutura.

Durante a primeira fase, as opções tomadas ao nível da concepção, das disposições construtivas, da escolha do ambiente a que a estrutura vai estar exposta, da quantificação de acções, do modelo de análise e/ou hipóteses de cálculo considerados, etc., podem não ser as mais adequadas para fazer face às solicitações a que a estrutura vai estar sujeita. Além da inadequada escolha destas opções, uma má pormenorização do projecto ou um projecto incompleto levam a que uma definição que deveria ser considerada em projecto, o seja na fase de execução, originando muitas vezes uma decisão menos correcta.

Durante a fase de execução, a má qualidade dos materiais escolhidos (deficiência do controlo de qualidade), a falta de qualificação técnica dos operários, a má interpretação do projecto e a deficiente execução são exemplos que podem levar à degradação precoce de uma estrutura.

Na fase de utilização, muitas vezes são as acções excessivas em relação às consideradas no projecto, a alteração das condições de utilização, as alterações mal executadas e a ausência, insuficiência ou inadequação da manutenção que causam a deterioração do betão.

As acções naturais, muitas vezes relacionadas com o ambiente em que a estrutura se insere, podem classificar-se em acções físicas, químicas e biológicas, no betão, e em electroquímicas, na interface aço/betão. Estas causas estão bem identificadas e encontram-se descritas em diversas publicações (Baron e Olivier, 1992; ACI, 1994; RILEM, 1995; CEMCO, 1998; Teles, 2005).

Entre os acidentes, mencionam-se os acidentes naturais, como os sismos, as cheias, os deslizamentos de terras, o descalce de fundações e as tempestades marítimas, e os acidentes de origem humana, como os incêndios, as explosões, os choques e as inundações.

A durabilidade do betão é definida como a sua capacidade para resistir à meteorização, ataque químico, abrasão ou qualquer outro processo de deterioração. Um betão durável manterá a sua forma original, qualidade e funcionalidade quando exposto ao ambiente previsto (ACI, 1992).

O desempenho de uma estrutura de betão é a sua capacidade de satisfazer os requisitos para os quais foi projectada sob o ponto de vista de segurança, de funcionalidade e estético (CEB-FIP, 1999). Apresenta-se na Figura 2.1 a relação entre a durabilidade e o desempenho das estruturas de betão.

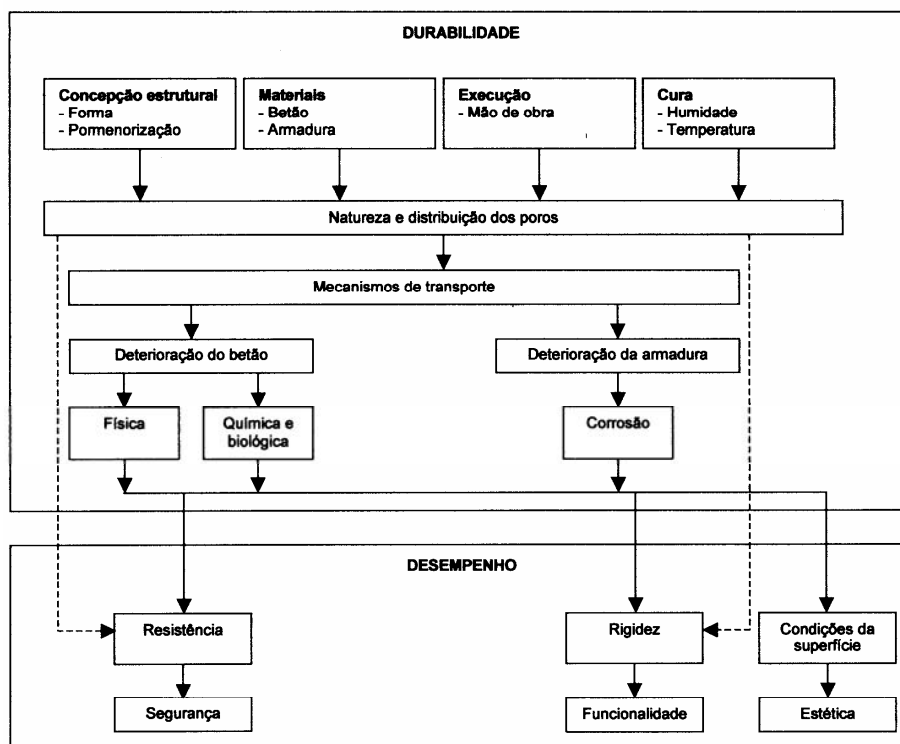


Figura 2.1 – Relação entre a durabilidade e o desempenho (CEB, 1992)

Como a durabilidade e o desempenho não são mensuráveis, surge o conceito de vida útil de uma estrutura. A vida útil é o período de tempo durante o qual o desempenho do betão na estrutura se mantém a um nível compatível com a satisfação dos requisitos de desempenho da estrutura, desde que a manutenção seja adequada (NP-EN 206, 2005). A definição da vida útil de uma estrutura, mesmo admitindo que as estruturas não são eternas, não deixa de ser polémica. A norma ENV 1991-1 (1994) estabelece os tempos de vida útil que devem ser respeitados no projecto para os diferentes tipos de obras (Quadro 2.1). O Comité Européen de Normalization (CEN) e a European Organization of Technical Approval (EOTA) têm em preparação uma proposta para classificar a vida útil das obras e dos produtos da construção que se indicam no Quadro 2.2.

Quadro 2.1 – Classificação da vida útil de projecto (ENV 1991-1,1994)

Categoria	Vida útil de projecto imposta (anos)	Exemplos
1	1-5	estruturas temporárias
2	25	partes estruturais substituíveis, por exemplo, vigas-carril, apoios
3	50	estruturas de edifícios e outras estruturas correntes
4	100	estruturas de edifícios monumentais, pontes, e outras estruturas de engenharia civil

Quadro 2.2 – Proposta da CEN/EOTA para a vida útil das obras e dos produtos da construção (Esteves Ferreira, 1999)

Vida útil das obras		Vida útil dos produtos da construção (anos)		
Categoria	Anos	Reparáveis ou facilmente substituíveis	Reparáveis ou substituíveis com esforço	Não reparáveis ou não substituíveis
curta	10	10	10	10
média	30	10	30	30
normal	50	10	30	50
longa	120	10	30	120

Constata-se, comparando os quadros da norma ENV 1991-1 e do CEN/EOTA, que os tempos de vida útil não são muito diferentes em ambas as propostas. A principal diferença reside em que para o

CEN/EOTA os elementos das estruturas podem ter tempos de vida diferentes em função da facilidade com que se reparam ou substituem, exigindo-se-lhes quando não são reparáveis ou substituíveis tempos de vida útil iguais aos das obras.

A durabilidade das estruturas de betão depende de diversos factores, sendo os mais importantes a agressividade do meio ambiente a que a estrutura está exposta (temperatura, humidade e natureza, concentração e grau de renovação de agentes agressivos) e as características do material betão (constituintes, composição, colocação, compactação e cura) (Divet, 2001). As características do material são fundamentais para, por um lado, evitar fissuras no betão, caminhos preferenciais de penetração das substâncias agressivas, e por outro lado, para determinar a estrutura porosa do betão da qual depende a maior ou menor facilidade da penetração e transporte das substâncias agressivas no interior do betão.

Existem vários estudos estatísticos das deteriorações, quer no que se refere às causas das deteriorações, quer aos gastos nas reparações.

Vários investigadores, em diferentes países, realizaram estudos estatísticos sobre a causa das degradações das estruturas. Apresentam-se no Quadro 2.3 os resultados de estudos efectuados por Vieitez e Ramírez em 1984, que embora não sejam muito recentes, abrangem diversos países europeus (Casanova, 1997).

Em relação às estatísticas dos custos de reparação, referem-se os estudos de Davies (1996) que indicam que o custo de reparações de pontes e estruturas marítimas, na Europa em 1996, foi estimado em mais de 1 bilião de libras (1,46 biliões de euros) e, neste estudo, não foi considerada a evolução das necessidades de escoamento do tráfego.

Nos Estados Unidos da América o problema é mais preocupante. Em 1990, o custo de reparação de pontes foi estimado em 12,5 biliões de libras (18,20 biliões de euros) com tendência para aumentar 300 milhões de libras (436,87 milhões de euros) anualmente (Weyers et al., 1990).

Num estudo mais recente (DURAR, 1997), estima-se que, nos próximos dez anos, o custo de reparação de pontes afectadas no Reino Unido será de 620 milhões de libras (902,87 milhões de euros) e nos Estados Unidos da América de 50 biliões de dólares (39,55 biliões de euros).

Quadro 2.3 – Estatística de deteriorações efectuada por Vieitez e Ramírez em 1984 (Casanova, 1997).

País ou Região	Período	Nº de estruturas analisadas	Causas da degradação				
			Projecto	Execução	Materiais	Utilização	Causas naturais
Inglaterra	Até 1974	510	58,0	35,0	12,0	11,0	2,0
Inglaterra	1970 – 1974	-	49,0	29,0	11,0	10,0	1,0
Alemanha	1970 – 1980	1576	40,1	29,3	14,5	9,0	7,1
Renânia N	Até 1978	481	40,5	28,9	15,0	9,6	6,1
Bélgica	1974 – 1976	1200	49,0	22,0	15,0	9,0	5,0
Bélgica	1976 – 1978	1800	46,0	22,0	15,0	8,0	9,0
Dinamarca	1972 – 1977	601	36,6	22,2	25,0	8,7	7,5
Roménia	1971 – 1978	832	37,8	20,4	23,1	10,6	8,1
Jugoslávia	1976 – 1978	117	34,0	24,2	21,6	12,2	8,0
França	1968 – 1978	10000	37,0	51,0	4,5	7,5	-
Hamburgo	Até 1978	95	40,3	29,0	14,8	9,2	6,7
Bélgica	Desde 1958	1350	54,0	29,0	5,0	1,7	1,7
País Vasco	1969 – 1983	116	34,5	32,3	17,2	10,7	5,0
Espanha	1963 – 1983	586	41,2	31,1	13,0	10,9	3,8
<b>Média</b>			<b>42,0</b>	<b>28,5</b>	<b>14,2</b>	<b>9,6</b>	<b>5,7</b>

Estudos recentes na Noruega, demonstram que mais de metade de todas as grandes pontes, construídas nos últimos vinte e cinco anos ao longo da costa Norueguesa, ou apresentam problemas de corrosão ou já foram reparadas (Gjerv, 1998).

Infelizmente, não existem em Portugal dados estatísticos sobre quer as causas da deterioração das estruturas de betão armado quer os custos para as suas reparações. No entanto, são bem conhecidos diversos casos de degradação de diferentes estruturas de betão armado (barragens, estruturas portuárias, pontes, viadutos), com custos de reparação elevadíssimos (Santos Silva, 1992; Appleton e Costa, 1994; Santos Silva, 1996; Appleton e Rito, 1998; Appleton e Costa, 2001; Santos Silva, 2001; Catarino e Santos Silva, 2001).

## 2.2 AMBIENTE

### 2.2.1 CARACTERIZAÇÃO GERAL DO AMBIENTE

Para caracterizar o ambiente é necessário considerar a humidade, a temperatura e as substâncias quimicamente agressivas (dióxido de carbono, oxigénio, cloretos, ácidos, sulfatos e álcalis).

A humidade relativa do ar faz variar a humidade interior do betão fazendo com que seja um factor relevante em todos os processos de degradação do betão. A humidade no interior do betão tem tendência para ser superior à humidade do ambiente que o rodeia porque, por um lado, capta água do ambiente com maior rapidez do que a perde e, por outro lado, contém uma elevada quantidade de poros de raios muito pequenos.

Apresenta-se no Quadro 2.4 a influência da humidade em diferentes processos da degradação do betão.

A temperatura é um factor com grande importância, aumentando a velocidade das reacções químicas com a temperatura, uma vez que facilita a mobilidade e penetração dos iões e moléculas no interior do betão. A agressividade provocada pelos sulfatos constitui uma excepção a esta regra, diminuindo com o aumento da temperatura, uma vez que a formação de etringite é máxima para 0°C e decresce até se anular a 80°C.

A natureza, concentração e grau de renovação de substâncias agressivas é também fundamental para a definição do ambiente. Os agentes agressivos mais importantes na degradação do betão são o dióxido de carbono e os cloretos que provocam a destruição da película passiva das armaduras, promovendo a sua corrosão, o oxigénio que é necessário para que se dê a corrosão das armaduras, os ácidos que dissolvem os produtos de hidratação do cimento, os sulfatos e os álcalis que dão origem a reacções expansivas.

Quadro 2.4 – Influência da humidade nos processos de degradação do betão (CEB, 1992)

Humidade relativa HR	Processo de degradação				
	Carbonatação	Corrosão do aço		Gelo/ degelo	Ataque químico
		em betão carbonatado	em betão com cloretos		
Muito baixa (<45%)	1	0	0	0	0
Baixa (45-65%)	3	1	1	0	0
Média (65-85%)	2	3	3	0	0
Alta (85-98%)	1	2	3	2	1
Ambiente saturado (>98%)	0	1	1	3	3

0 – Risco insignificante; 1 – Risco baixo; 2 – Risco médio; 3 – Risco alto

A norma portuguesa NP EN 206-1 (2005) organiza as acções ambientais em classes de exposição (Quadros 2.5 e 2.6), que devem ser consideradas na concepção de estruturas. O betão pode encontrar-se sujeito a mais do que uma das acções descritas no Quadro 2.5, devendo ser as condições ambientais expressas como uma combinação de classes de exposição.

A mesma norma define requisitos básicos para todos os materiais constituintes do betão, agregados (NP-EN 12620, 2004), cimentos (NP EN 197-1, 2001), água (NP-EN 1008, 2003), adjuvantes (NP-EN 934-2, 2000), e adições (NP-EN 12620, 2004; NP-EN 450, 1995; prEN 13263, 1998). Estabelece requisitos relacionados com as classes de exposição dados em termos de valores limite para a composição e propriedades estabelecidas para o betão ou, em alternativa, que podem resultar de métodos de especificação baseados no desempenho. Os requisitos devem ter em conta a vida útil pretendida para a estrutura de betão.

Os requisitos básicos, para cada classe de exposição, devem ser especificados em termos de tipos e classes dos materiais constituintes permitidos, máxima razão água/cimento (A/C) e mínima dosagem de cimento, mínima classe de resistência à compressão do betão (opcional) e, quando relevante, o mínimo teor de ar do betão.

Quadro 2.5 – Classes de exposição (NP EN 206-1, 2005)

DESIGNAÇÃO DA CLASSE	DESCRIÇÃO DO AMBIENTE	EXEMPLOS INFORMATIVOS ONDE PODEM OCORRER AS CLASSES DE EXPOSIÇÃO
<b>1 Sem risco de corrosão ou ataque</b>		
<b>X0</b>	Para betão não armado e sem metais embebidos: todas as exposições, excepto ao gelo/degelo, à abrasão e ao ataque químico	Betão no interior de edifícios com muita baixa humidade do ar
<b>2 Corrosão induzida por carbonatação</b> Quando o betão, armado ou contendo outros metais embebidos, se encontrar exposto ao ar e à humidade, a exposição ambiental deve ser classificada como se segue: NOTA: As condições de humidade são as do betão de recobrimento das armaduras ou de outros metais envolvidos, mas, em muitos casos, as condições deste betão podem considerar-se semelhantes às condições de humidade do ambiente circunvizinho. Nestes casos, pode ser adequada a classificação do ambiente circunvizinho. Tal pode não ser aplicável, caso exista uma barreira entre o betão e o seu ambiente.		
<b>XC1</b>	Seco ou permanentemente húmido	Betão no interior de edifícios com baixa humidade do ar; Betão permanentemente submerso em água
<b>XC2</b>	Húmido, raramente seco	Superfícies de betão sujeitas a longos períodos de contacto com a água; Muitas fundações
<b>XC3</b>	Moderadamente húmido	Betão no interior de edifícios com moderada ou elevada humidade do ar; Betão no exterior protegido da chuva
<b>XC4</b>	Ciclicamente húmido e seco	Superfícies de betão sujeitas ao contacto com a água, fora do âmbito da classe XC2
<b>3 Corrosão induzida por cloretos não provenientes da água do mar</b> Quando o betão, armado ou contendo outros metais embebidos se encontrar em contacto com a água, que não a água do mar, contendo cloretos, incluindo sais descongelantes, a exposição ambiental deve ser classificada como se segue: NOTA: No que diz respeito às condições de humidade ver também a secção 2 deste Quadro.		
<b>XD1</b>	Moderadamente húmido	Superfícies de betão expostas a cloretos transportados pelo ar
<b>XD2</b>	Húmido, raramente seco	Piscinas; Betão exposto a águas industriais contendo cloretos
<b>XD3</b>	Ciclicamente húmido e seco	Partes de pontes expostas a salpicos de água contendo cloretos; Pavimentos; lajes de parques de estacionamento de automóveis
<b>4 Corrosão induzida por cloretos da água do mar</b> Quando o betão, armado ou contendo outros metais embebidos, se encontrar em contacto com cloretos, provenientes da água do mar ou exposto ao ar transportando sais marinhos, a exposição ambiental deve ser classificada como se segue:		
<b>XS1</b>	Ar transportando sais marinhos, mas sem contacto directo com a água do mar	Estruturas na zona costeira ou na sua proximidade
<b>XS2</b>	Submersão permanente	Partes de estruturas marítimas
<b>XS3</b>	Zonas de marés, de rebentação ou de salpicos	Partes de estruturas marítimas
<b>5 Ataque pelo gelo/degelo com ou sem produtos descongelantes</b> Quando o betão, enquanto húmido, se encontrar exposto a um significativo ataque por ciclos gelo/degelo, a exposição ambiental deve ser classificada como se segue:		
<b>XF1</b>	Moderadamente saturado de água, sem produtos descongelantes	Superfícies verticais de betão expostas à chuva e ao gelo
<b>XF2</b>	Moderadamente saturado de água, com produtos descongelantes	Superfícies verticais de betão de estruturas rodoviárias expostas ao gelo e a produtos descongelantes transportados pelo ar
<b>XF3</b>	Fortemente saturado, sem produtos descongelantes	Superfícies horizontais de betão expostas à chuva e ao gelo
<b>XF4</b>	Fortemente saturado, sem produtos descongelantes	Estradas e tabuleiros de pontes expostos a produtos descongelantes; Superfícies de betão expostas ao gelo e a salpicos de água contendo produtos descongelantes; Zonas das estruturas marítimas expostas à rebentação e ao gelo

Quadro 2.5 – Classes de exposição (NP EN 206-1, 2005) (continuação)

<b>6 Ataque químico</b>		
Quando o betão se encontrar exposto ao ataque químico proveniente de solos naturais e de águas subterrâneas, conforme indicado no Quadro 2.4, a exposição ambiental deve ser classificada como estabelecido abaixo. A classificação da água do mar depende da localização geográfica, aplicando-se assim a classificação válida no local de utilização do betão.		
NOTA: Pode ser necessário um estudo especial para estabelecer condições de exposição relevantes quando ha:		
– Valores fora dos limites do Quadro 2.4;		
– Outros agentes químicos agressivos;		
– Água ou solos poluídos quimicamente;		
– Grande velocidade de água em conjunto com os agentes químicos do Quadro 2.4		
<b>XA1</b>	Ligeiramente agressivo de acordo com o Quadro 2.4	
<b>XA2</b>	Moderadamente agressivo de acordo com o Quadro 2.4	
<b>XA3</b>	Fortemente agressivo de acordo com o Quadro 2.4	

Quadro 2.6 Valores limite das classes de exposição para o ataque químico proveniente de solos naturais e de águas neles contidas (NP EN 206-1, 2005)

Os ambientes com agressividade química, abaixo classificados, têm como base o solo e a água nele contida, com temperaturas do solo ou da água entre os 5°C e os 25°C e com velocidades da água suficientemente lentas que possam ser consideradas próximas das condições estáticas. A classe é determinada pelo valor mais elevado para qualquer característica química. Quando duas ou mais características agressivas conduzirem à mesma classe, o ambiente deve ser classificado na classe imediatamente superior, a menos que um estudo especial para este caso específico prove que não é necessário.				
<b>CARACTERÍSTICA QUÍMICA</b>	<b>MÉTODO DE ENSAIO DE REFERÊNCIA</b>	<b>XA1</b>	<b>XA2</b>	<b>XA3</b>
<b>Águas</b>				
SO <sub>4</sub> <sup>2-</sup> mg/l	EN 196-2*	≥ 200 e ≤ 600	> 600 e ≤ 3000	> 3000 e ≤ 6000
pH	ISO 4316	≥ 5,5 e ≤ 6,5	≥ 4,5 e < 5,5	≥ 4,0 e < 4,5
CO <sub>2</sub> agressivo mg/l	prEN 13577, 1999	≥ 15 e ≤ 40	> 40 e ≤ 100	> 100 até à saturação
NH <sub>4</sub> <sup>+</sup> mg/l	ISO 7150-1 ou ISO 7150-2	≥ 15 e ≤ 30	> 30 e ≤ 60	> 60 e ≤ 100
Mg <sup>2+</sup> mg/l	ISO 7980	≥ 300 e ≤ 1000	> 1000 e ≤ 3000	> 3000 até à saturação
<b>Solos</b>				
SO <sub>4</sub> <sup>2-</sup> total <sup>a)</sup> mg/kg	EN 196-2 <sup>b)</sup>	≥ 2000 e ≤ 3000 <sup>c)</sup>	> 3000 <sup>c)</sup> e ≤ 12000	> 12000 e ≤ 24000
Acidez ml/kg	DIN 4030-2	> 200 Baumann Gully	Não encontrado na prática	
(*) Ver Anexo Nacional NA (informativo)				
a) Os solos argilosos com uma permeabilidade abaixo de 10-5m/s podem ser colocados numa classe mais baixa.				
b) O método de ensaio prescreve a extracção do SO <sub>4</sub> <sup>2-</sup> através de ácido clorídrico; em alternativa, pode usar-se a extracção aquosa, se houver experiência no local de utilização do betão.				
c) O limite de 3000 mg/kg deve ser reduzido para 2000 mg/kg, caso exista risco de acumulação de iões sulfato no betão devido a ciclos de secagem e molhagem ou à absorção capilar.				

### 2.2.2 O AMBIENTE MARINHO

Entre os ambientes existentes no nosso planeta, os mais agressivos para o betão são os ambientes ácidos e os salinos. As características físicas e químicas do ambiente marinho são determinantes na durabilidade de qualquer material inserido neste ambiente tão inóspito.

No Quadro 2.7 indicam-se os limites entre os quais variam a salinidade total de grandes lagos, mares e oceanos. É interessante verificar que as características químicas destes ambientes são similares nos oceanos.

Quadro 2.7 – Salinidade de diferentes águas de mar (Duval e Hornain, 1992)

<b>Salinidade (g/l)</b>	
Mar Báltico	3 a 8
Mar Negro	18,3 a 22,2
Mar Branco	26,0 a 29,7
Oceano Atlântico	33,5 a 37,4
Oceano Pacífico	34,5 a 36,9
Oceano Índico	35,5 a 36,7
Mar Mediterrâneo	38,4 a 41,2
Mar Vermelho	50,8 a 58,5
Lago Ontario	72
Mar Cáspio	126,7 a 185
Mar Morto	192,2 a 260
Lago Elton	265

A composição da água do Atlântico norte e do Atlântico sul é muito semelhante (Quadro 2.8).



Quadro 2.8 – Composição média da água do Oceano Atlântico (RILEM, 1985)

Composição média da água do oceano Atlântico (% dos diferentes iões)		
	Atlântico norte	Atlântico sul
Cl <sup>-</sup>	17,8	20,5
SO <sub>4</sub> <sup>2-</sup>	2,5	2,9
Ca <sup>2+</sup>	0,4	0,4
Mg <sup>2+</sup>	1,5	1,3
Na <sup>+</sup>	11,0	11,4
K <sup>+</sup>	0,3	0,5

Os compostos mais importantes que constituem a água do mar são o cloreto de sódio, o cloreto de magnésio, o sulfato de magnésio, o sulfato de cálcio, o cloreto de potássio e o sulfato de potássio. Contém ainda oxigénio e dióxido de carbono dissolvidos em concentrações variáveis (Duval e Hornain, 1992). Assim, seria de esperar que, atendendo à composição da água do mar, esta fosse muito agressiva para o betão. No entanto, os cloretos baixam a agressividade dos sulfatos e a acção do magnésio dá origem à formação de uma camada de hidróxido de magnésio (brucite), que colmata os poros e impermeabiliza o betão (Teles, 2005). Contudo, desta reacção dos cloretos e sulfatos de magnésio com o hidróxido de cálcio, resultam ainda outros produtos solúveis como o cloreto de cálcio e o sulfato de cálcio. Em betões antigos, como resultado destas trocas de iões da água do mar e os silicatos hidratados da pasta de cimento, pode encontrar-se ainda o silicato de magnésio que, de acordo com Regourd (1980), é mais fraco e frágil do que os silicatos de cálcio hidratados.

As alterações provocadas pelo ataque químico ao betão, podem ser agravadas pelas acções físicas, como os choques térmicos, os ciclos de gelo e degelo, o nevoeiro, a acção das marés, o efeito da energia cinética das ondas e dos materiais sólidos que estas transportam e pelas acções biológicas como alguns seres vivos, tais como moluscos e ouriços-do-mar que segregam ácidos. Ambas as acções provocam quer fissuração quer desagregação da camada superficial do betão favorecendo o ataque químico e a corrosão das armaduras.

O efeito das marés e da rebentação das ondas, quando combinado com diferenças importantes entre as temperaturas da água e do ar, expõe zonas das estruturas a ciclos de molhagem e secagem, zonas particularmente sensíveis às deteriorações químicas.

A acção da água do mar não se limita apenas às obras costeiras, uma vez que o vento pode transportar os salpicos criados pela rebentação das ondas além da linha da costa.

Os múltiplos agentes agressivos existentes no ambiente marinho, sejam eles de origem química, física ou biológica, e a sua interligação tornam este ambiente bastante hostil para os materiais de construção mais comuns, sendo necessário uma cuidadosa ponderação para a sua conveniente caracterização quando estão em causa obras sobre o mar ou numa faixa costeira onde o efeito agressivo deste ambiente ainda é sentido. As reacções do betão quando inserido neste ambiente são variadas, sendo a sua causa de difícil avaliação, visto todos estes agentes agressivos serem interdependentes e poderem actuar simultaneamente.

Dentro do ambiente marinho existem uma série de microambientes com características e agressividade diversificadas e que influenciam o tipo de mecanismo de deterioração predominante (Metha, 1991).

Na Figura 2.2 estão esquematizadas as diferentes zonas de exposição para uma estrutura construída no mar, bem como os diferentes mecanismos de deterioração que mais frequentemente

ocorrem em cada uma destas zonas. Na zona atmosférica, o mecanismo de deterioração que ocorre com mais frequência é a corrosão das armaduras. Na zona de rebentação, além da corrosão das armaduras, dá-se a erosão do betão por acção da rebentação das ondas. Na zona de maré, existem vários mecanismos de deterioração possíveis, referindo-se a corrosão das armaduras, o ataque químico e biológico do betão e a erosão do betão. Finalmente, na zona submersa, o ataque químico e biológico do betão são as deteriorações mais frequentes.

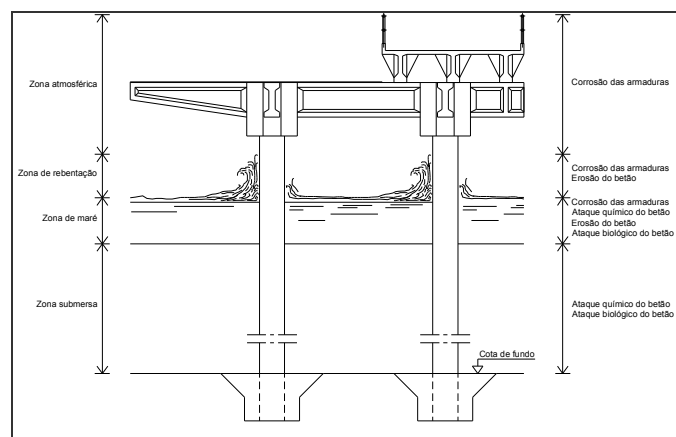


Figura 2.2 – Condições de exposição e mecanismos de deterioração num ambiente marinho.

## 2.3 CARACTERÍSTICAS DO BETÃO

### 2.3.1 O MATERIAL BETÃO

O betão é um material formado pela mistura de cimento, agregados grossos e finos e água, com ou sem incorporação de adjuvantes e adições, que desenvolve as suas propriedades por hidratação do cimento (NP EN 206-1, 2005).

A composição do betão, bem como a qualidade dos materiais utilizados, é determinante na durabilidade do betão. No entanto, se não forem tomadas medidas para garantir uma adequada colocação, compactação e cura do betão, o resultado final pode ser um betão de má qualidade.

Dentro deste ponto, apenas se refere o cimento portland, com algum desenvolvimento, porque a sua composição tem influência na durabilidade do betão e as reacções de hidratação são fundamentais para compreender os processos de degradação.

O ligante hidráulico mais usado actualmente é o cimento portland (Sousa Coutinho, 1988a; Neville, 1995; Teles, 2003), constituído por pós muito finos, designados por clínquer e uma quantidade pequena de sulfato de cálcio, usualmente o gesso, que actua como retardador de presa, e que ao ser amassado com água forma uma pasta cujo endurecimento se dá apenas pela reacção química entre o pó e a água.

A matéria-prima do clínquer é formada por calcário (carbonato de cálcio), argila (silicatos de alumínio e ferro) e outras substâncias ricas em sílica, alumina ou ferro moídas (Quadro 2.9).

Quadro 2.9 – Principais componentes da matéria-prima do clínquer (Sousa Coutinho, 1988a)

Principais componentes da matéria-prima	Quantidade percentual
CaO (Cal)	60 a 68%
SiO <sub>2</sub> (Sílica)	17 a 25%
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> (Alumina)	2 a 9%
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub> (Óxido de Ferro)	0,5 a 6%

O clínquer é obtido através da matéria-prima, reduzida a pó muito fino, sujeita a temperaturas elevadas, da ordem de 1450°C. A estas temperaturas, a matéria-prima reage entre si, originando novos compostos, encontrando-se as suas quantidades normalmente entre os limites apresentados no Quadro 2.10. Além destes componentes principais, o clínquer pode conter metais alcalinos, magnésio, manganésio, titânio, fósforo, sulfatos e, eventualmente, outras substâncias.

Quadro 2.10 – Principais componentes do clínquer de cimento portland (Sousa Coutinho, 1988a)

Principais componentes do cimento portland	Quantidade percentual
3CaO.SiO <sub>2</sub> (Silicato tricálcico) ou C <sub>3</sub> S*	20 a 65%
2CaO.SiO <sub>2</sub> (Silicato bicálcico) ou C <sub>2</sub> S*	10 a 55%
3CaO.Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> (Aluminato tricálcico) ou C <sub>3</sub> A*	0 a 15%
4CaO.Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> .Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub> (Aluminoferrato tetracálcico) ou C <sub>4</sub> AF*	5 a 15%

\*Notação compacta usada na química do cimento

Nas grandes obras, construídas por vezes durante alguns anos, são utilizadas diversas remessas de cimento, sendo necessário controlar a regularidade da sua composição.

Para que haja regularidade de composição e portanto de propriedades do cimento, é preciso que as relações entre os seus óxidos principais respeitem determinada gama de valores:

$$\frac{\text{CaO}}{\text{SiO}_2 + \text{Al}_2\text{O}_3 + \text{Fe}_2\text{O}_3} \text{ (módulo hidráulico) – 1,7 a 2,3}$$

$$\frac{\text{SiO}_2}{\text{Al}_2\text{O}_3 + \text{Fe}_2\text{O}_3} \text{ (módulo silício) – 2 a 3}$$

$$\frac{\text{Al}_2\text{O}_3}{\text{Fe}_2\text{O}_3} \text{ (módulo alumino-férrico ou de fundentes) – 1,5 a 2,5}$$

$$\frac{\text{CaO}}{2,8\text{SiO}_2 + 1,18\text{Al}_2\text{O}_3 + 0,65\text{Fe}_2\text{O}_3} \text{ (grau de saturação em cálcio) – 0,90 a 0,98}$$

Nestas fórmulas, os símbolos químicos referem-se às percentagens dos óxidos na totalidade do cimento e não aos seus pesos moleculares.

A durabilidade de uma obra é afectada pela composição do cimento, sendo portanto importante, em grandes obras, fazer-se uma estimativa das quantidades dos componentes principais do cimento portland. O cálculo destas quantidades pode ser feito segundo o método proposto por Bogue, que a seguir se apresenta.

As percentagens de silicato tricálcico (C<sub>3</sub>S), silicato bicálcico (C<sub>2</sub>S), aluminato tricálcico (C<sub>3</sub>A) e aluminoferrato tetracálcico (C<sub>4</sub>AF) calculam-se a partir das seguintes fórmulas, referindo-se os símbolos químicos às percentagens dos óxidos na totalidade do cimento e não aos seus pesos moleculares:

$$\text{C}_3\text{S} = 4,07 \times \text{CaO} - 7,60 \times \text{SiO}_2 - 6,72 \times \text{Al}_2\text{O}_3 - 1,43 \times \text{Fe}_2\text{O}_3 - 2,85 \times \text{SO}_3$$

$$\text{C}_2\text{S} = 2,87 \times \text{SiO}_2 - 0,754 \times 3\text{CaO.SiO}_2$$

$$\text{C}_3\text{A} = 2,65 \times \text{Al}_2\text{O}_3 - 1,69 \times \text{Fe}_2\text{O}_3$$

$$\text{C}_4\text{AF} = 3,04 \times \text{Fe}_2\text{O}_3$$

O cimento portland é um ligante hidráulico, que quando misturado com água endurece tanto no ar como na água, originando novos compostos hidratados que cristalizam com hábito acicular, emaranhando-se e colando-se uns aos outros, formando um sólido resistente. De seguida descrevem-se, de uma forma sucinta, as reacções de hidratação dos principais componentes do cimento portland.

A hidratação dos silicatos bicálcico e tricálcico origina uma família de silicatos de cálcio hidratados e hidróxido de cálcio ( $\text{Ca}(\text{OH})_2$ ), uma parte do qual fica em solução e outra cristaliza, portlandite (Figura 2.3). O hidróxido de cálcio é o principal responsável pela elevada alcalinidade do betão, com um pH da ordem dos 13. O silicato bicálcico liberta menor quantidade, cerca de um terço, de hidróxido de cálcio que o silicato tricálcico, sendo por isso, este último o principal responsável pela elevada alcalinidade do betão.

As propriedades ligantes do cimento são principalmente atribuíveis aos silicatos de cálcio hidratados que só são estáveis na presença de uma solução sobressaturada de hidróxido de cálcio.

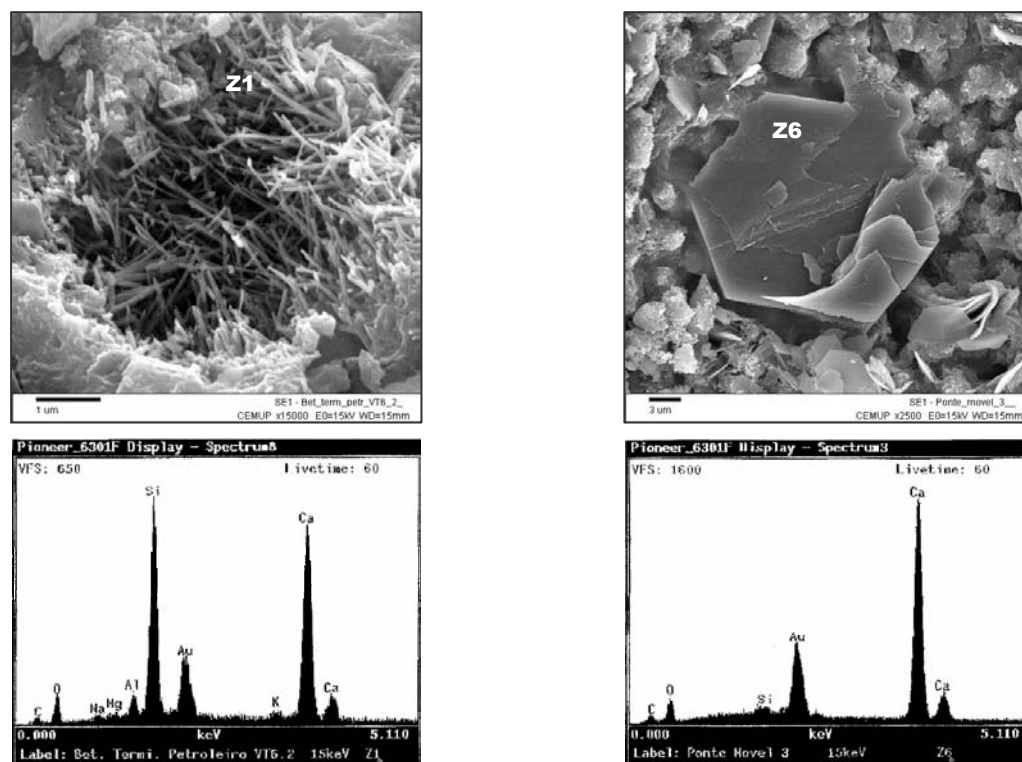


Figura 2.3 – Imagens e espectros de silicatos hidratados (viaduto do Terminal de Petroleiros) e portlandite (viadutos de acesso à Ponte Móvel) observados no microscópio electrónico de varrimento.

O aluminato tricálcico reage com a água e, na presença de uma solução sobressaturada de hidróxido de cálcio, liberta-se o aluminato de cálcio hidratado (Figura 2.4). Devido à rápida reacção do aluminato tricálcico com a água, provocando uma presa instantânea, adiciona-se ao cimento uma pequena quantidade de sulfato de cálcio, usualmente o gesso. O gesso, ao ser acrescentado para retardar a presa, combina-se com aluminato de cálcio, formando a etringite (primária) (Figura 2.5), sulfoaluminato de cálcio hidratado, envolvendo e protegendo da acção da água o aluminato de cálcio ainda não hidratado. Após o gesso ser consumido, a etringite torna-se instável, dando origem ao monosulfoaluminato de cálcio hidratado.

O aluminoferrato tetracálcico ao reagir com a água origina o aluminato tricálcico e ferrato monocálcico hidratados. O ferrato monocálcico hidratado reage com o hidróxido de cálcio, formando-se o ferrato tricálcico hidratado e soluções sólidas com o aluminato tricálcico.

Analisando do ponto de vista da durabilidade do betão, os compostos resultantes da hidratação dos silicatos têm relativamente ao ataque químico uma acção nociva uma vez que a presença de soluções sobressaturadas de hidróxido de cálcio é necessária às reacções que originam a formação de etringite secundária ou diferida (reacção sulfática) e dos silicatos alcalinos (reacção álcali-agregados), ambas reacções expansivas.

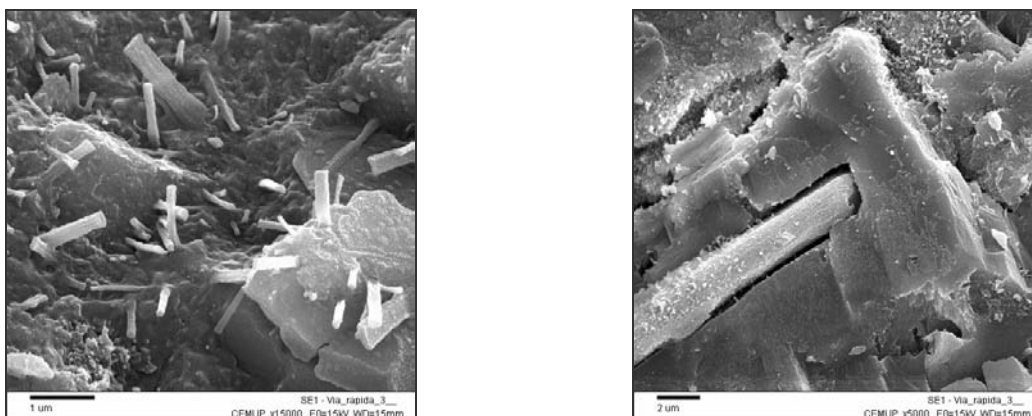


Figura 2.4 – Imagens de aluminatos hidratados (viaduto da Via Rápida) observados no microscópio electrónico de varrimento.

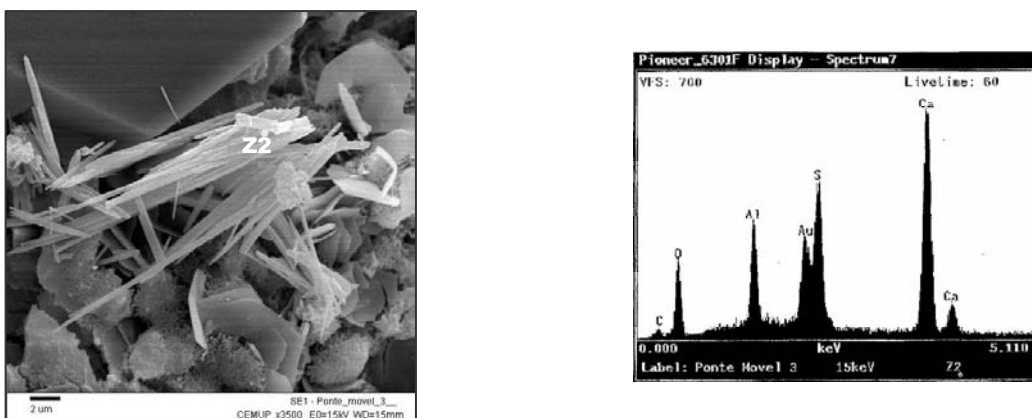


Figura 2.5 – Imagem e espectro de etringite primária (viadutos de acesso à Ponte Móvel) observada no microscópio electrónico de varrimento.

Por outro lado, o hidróxido de cálcio é benéfico no que diz respeito à corrosão das armaduras por ser o responsável por um ambiente de elevada alcalinidade, originando a formação de uma camada de óxido em torno das armaduras, designada por película passiva, que as protege da corrosão. A presença deste hidróxido tem também um efeito retardador na progressão da carbonatação do betão e a um aumento do teor em hidróxido de cálcio corresponde um aumento do teor crítico de cloretos, valor a partir do qual se dá a destruição da película passiva (Teles, 2005).

Os compostos resultantes da hidratação do aluminato tricálcico, do ponto de vista de resistência química, podem ter uma acção nociva devido aos diversos mecanismos que causam a mobilização dos sulfatos com origem nas reacções de hidratação do cimento, originando a formação de etringite tardia.

No entanto, no que diz respeito ao ataque pelos iões cloreto, os aluminatos têm uma acção benéfica porque combinam-se com estes iões, que deixando de estar livres não podem causar a destruição da película passiva, retardando a corrosão das armaduras.

O ferrato tricálcico hidratado, resultante das reacções de hidratação do aluminoferrato tetracálcico, forma soluções sólidas com o aluminato tricálcico hidratado que protege o betão da acção do ião sulfato, sendo esta a causa pela qual os cimentos resistentes à acção dos sulfatos devem conter uma proporção razoável de aluminoferrato tetracálcico.

É possível alterar a composição da matéria-prima do clínquer para se obter um cimento com determinada característica mais acentuada que as restantes, adaptando-o ao tipo de ambiente e construção em que é utilizado. No entanto, as modificações nas propriedades dos cimentos alcançadas por este processo estão limitadas, uma vez que todos os componentes do cimento têm que estar presentes na composição do clínquer, sendo pelo menos dois terços em massa silicatos. O aluminato e o aluminoferrato têm que estar sempre presentes para, facilitando a formação da fase líquida durante a cozedura do clínquer, tornarem os cimentos mais económicos. Podem obter-se desta maneira cimentos brancos, cimentos com elevada resistência inicial, endurecimento rápido, baixo calor de hidratação, elevada resistência aos sulfatos, etc.

Pelas limitações acima indicadas, actualmente o processo mais usado para a modificação de certas propriedades dos cimentos é a utilização de adições e adjuvantes. Referem-se, de seguida, as principais adições que contribuem para melhorar a durabilidade química do betão.

As adições são materiais finamente divididos utilizados no betão com a finalidade de lhe melhorar certas propriedades ou alcançar propriedades especiais, podendo ser do tipo I, adições quase inertes, ou do tipo II, adições pozolânicas ou hidráulicas latentes.

As adições (Sousa Coutinho, 1988a; Neville, 1995; Teles, 2003), ou substituições, modificam o equilíbrio químico no interior do cimento, promovendo umas, as pozolanas, a fixação do hidróxido de cálcio, combinando-se com ele, e originando silicatos e aluminatos de cálcio da mesma família dos resultantes da hidratação do cimento, com as mesmas propriedades ligantes, mas que para manter a sua estabilidade, não necessitam de uma concentração tão elevada de hidróxido de cálcio, contribuindo assim para uma diminuição do pH do betão. Para um pH desta ordem de grandeza, as reacções expansivas não são possíveis, o calor de hidratação diminui e o cimento apresenta resistências químicas muito superiores à do cimento portland e resistências mecânicas a longo prazo semelhantes.

As pozolanas são produtos constituídos basicamente por sílica e alumina e que podem ter origem natural, artificial, ou ainda em subprodutos industriais, como as cinzas volantes e a sílica de fumo, e devem conter pelo menos 25% de sílica reactiva. As pozolanas têm pouca capacidade ligante intrínseca, mas na presença da água reagem com o hidróxido de cálcio à temperatura normal, formando produtos com capacidade ligante.

As pozolanas naturais provêm de rochas vulcânicas, com origem em magmas ricos em sílica que solidificaram rapidamente, ficando no estado amorfo ou criptocristalino. Se estas rochas forem meteorizadas a reactividade pozolânica, isto é, a capacidade de se combinar com o hidróxido de cálcio, é muito superior. São também pozolanas naturais alguns materiais de origem fóssil como, por exemplo, os diatomitos.

Em Portugal, nas regiões autónomas da Madeira e dos Açores existem pozolanas naturais. No entanto, as pozolanas da antiga colónia de Cabo Verde, notáveis pela sua elevada reactividade, foram as mais utilizadas.

As pozolanas artificiais provêm de argilas submetidas a temperaturas suficientes para a sua desidratação, mas inferiores ao início da fusão.

Dentro dos subprodutos industriais, aqueles que têm características pozolânicas são as cinzas volantes, provenientes da queima do carvão que pelo facto de terem estado sujeitas à acção da temperatura adquirem propriedades pozolânicas, e a sílica de fumo, com origem na preparação do silício ou de ligas de silício, especialmente de ferro-silício, em fornos eléctricos de arco, onde o quartzo é reduzido pelo carvão a elevadas temperatura. Em virtude da sua grande superfície específica este último subproduto tem propriedades pozolânicas extraordinárias.

Um outro tipo de adições é a escória de alto-forno, subproduto industrial, obtida pela combinação da ganga dos minérios de ferro com fundentes apropriados e cinzas do carvão utilizado na combustão. Estas adições, quando utilizadas em quantidade e qualidade adequadas, conduzem a características finais semelhantes às obtidas com as pozolanas e resistências químicas, por vezes, ainda superiores, embora as resistências mecânicas possam não ser tão elevadas. As escórias são materiais com propriedades hidráulicas, verdadeiros cimentos, mas que reagem com extrema lentidão. Por este motivo podem ser o constituinte principal de um cimento e a sua inércia natural pode cessar sob a influência catalítica de um meio de pH elevado.

Pozolanas e escórias de alto-forno, quando têm reactividade adequada, são utilizadas quer para melhorar a durabilidade química do betão quer para baixar o seu calor de hidratação. No entanto, podem, em alguns casos, ser apenas usadas para baixar o custo do betão, ou para corrigir a granulometria do agregado.

As adições podem ser misturadas no betão como se fossem mais um dos seus componentes ou podem ser adicionadas ao clínquer.

Segundo a norma NP EN 197-1 (2001) existe cinco tipo de cimentos, o tipo CEM I, designado por cimento portland normal, é essencialmente constituído por clínquer, o tipo CEM II, subdividido em cimento portland de escória, cimento portland de sílica de fumo, cimento portland de pozolana, cimento portland de cinza volante, cimento portland de xisto cozido, cimento portland de calcário e cimento portland composto, o tipo CEM III, cimento do alto-forno, o tipo CEM IV, cimento pozolânico, e o tipo CEM V, cimento composto. Todos os tipos de cimento, de uma maneira geral, além de conterem uma percentagem muito significativa de clínquer contêm adições. Apenas no cimento tipo CEM III, o componente principal, não é o clínquer, mas a escória de alto-forno, uma vez que, como já foi referido, esta possui propriedades hidráulicas.

O cimento deve ser seleccionado, entre os que têm a aptidão estabelecida, tendo em conta: a execução da obra, a utilização final do betão, as condições de cura, as dimensões da estrutura, as condições ambientais às quais a estrutura ficará exposta e a reactividade potencial dos agregados com os álcalis dos constituintes (NP-ENV 206, 2005).

A escolha do tipo de ligante depende não só da resistência mecânica que se pretende atingir, mas também da durabilidade e do calor de hidratação. Do ponto de vista da durabilidade, a utilização do cimento tipo CEM I, tem maior vantagem para resistir à carbonatação, uma vez que é mais alcalino, no

entanto, os cimentos compostos resistem de uma maneira geral melhor, quer às reacções químicas expansivas, quer à penetração de cloretos. Estes cimentos também libertam menores quantidades de calor de hidratação. No entanto, entende-se que, em grandes obras, é preferível a utilização de um cimento tipo CEM I, juntando sempre que indicado adições, uma vez que o controle quer da sua quantidade quer da sua qualidade é fundamental.

### 2.3.2 ESTRUTURA POROSA DO BETÃO E MECANISMOS DE TRANSPORTE

A deterioração do betão das estruturas é muito afectada pelo transporte de gases e líquidos com, ou sem, substâncias em solução ou suspensão. A maior ou menor facilidade deste transporte depende basicamente da estrutura porosa do betão e das condições ambientais na sua superfície.

Os fluidos passam através do betão pela pasta de cimento hidratada, pelo agregado, pela zona de ligação cimento-agregado, por fissuras e por defeitos na massa de betão.

Segundo Sousa Coutinho (1988a), relativamente ao tamanho dos poros, distinguem-se, na pasta de cimento, três classes de poros: microporos, poros capilares e macroporos.

Os microporos resultam das reacções de hidratação do cimento, têm dimensões da ordem do nanómetro e são independentes da relação água cimento. Estes poros são os que têm menos influência na degradação do betão. Os poros capilares têm diâmetros entre  $10^{-2}$  e  $10\ \mu m$  e resultam do excesso de água de amassadura que é adicionada para melhorar a trabalhabilidade e facilitar a colocação do betão. A água não utilizada na hidratação do cimento evapora-se deixando vazios no seu lugar. Os macroporos dependem da granulometria dos agregados e dos métodos de mistura e compactação do betão, tendo dimensões superiores a  $10\ \mu m$ . Os poros capilares e os macroporos são os que desempenham um papel mais importante na degradação do betão.

Os agregados por serem materiais provenientes de rochas são sempre materiais porosos influenciando por isso a porosidade final do conjunto. A zona de ligação entre a pasta de cimento e o agregado contribui significativamente para a permeabilidade do betão (Young, 1988; Metha, 1991). No entanto, apesar desta zona ser mais porosa, Larbi (1993) refere que a permeabilidade do betão é controlada essencialmente pela pasta de cimento que é a única fase contínua no betão.

Finalmente, as fissuras e os defeitos no betão são determinantes, uma vez que constituem caminhos preferenciais de penetração de agentes agressivos. A existência de fendas estruturais compromete sempre qualquer reparação de uma estrutura.

O betão é um material constituído por uma grande quantidade de poros de pequenas dimensões. Junto à superfície dos poros, existe um excesso de energia superficial, dando origem a que as moléculas de vapor de água que se encontram dentro dos poros sejam adsorvidas formando uma película de água na superfície do poro. A quantidade de vapor de água adsorvida depende da superfície específica do poro, sendo tanto maior, quanto mais reduzido for o tamanho do poro. A partir de determinado limite do raio do poro, dá-se o fenómeno da condensação capilar, ou seja, os poros de pequenas dimensões passam estar totalmente cheios de água (Figura 2.6). É devido a estes fenómenos que o betão tem sempre um determinado grau de humidade no seu interior, mesmo que a humidade relativa do ambiente seja baixa.



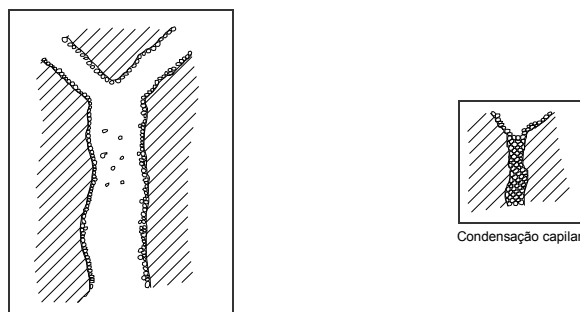


Figura 2.6 – Mecanismo de adsorção de água pelos poros.  
Desenhado a partir de Casanova (1997)

A porosidade total de um material é a relação entre o volume de poros e o volume total do material. O conjunto de poros é constituído por (Figura 2.7) poros interligados, formando um espaço contínuo no meio poroso e participando no transporte de matéria através do material (1), poros isolados, que não comunicam com o meio exterior e não participam no transporte (2) e poros cegos ou mortos, que estão interligados de um só lado (3), podendo estar acessíveis a um fluido exterior, mas que não participam no transporte.

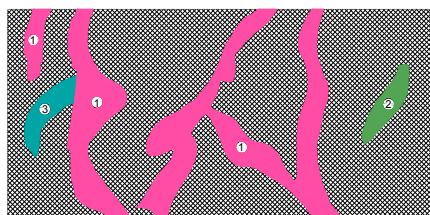


Figura 2.7 – Representação esquemática de um sólido poroso.  
Desenhado a partir de (Buil M. e Ollivier, 1992)

São por vezes definidas diferentes grandezas relacionadas com estas famílias de poros e portanto com o transporte de fluidos no betão.

A porosidade aberta ou acessível é uma grandeza muitas vezes apresentada na caracterização do meio poroso, sendo a razão entre o volume dos poros interligados mais os poros cegos sobre o volume total do material. Em argamassas e no betão esta grandeza é quantificada pelo ensaio de determinação da porosidade livre ou às 48 horas.

O grau de interligação dos poros é bem definido pela relação entre a porosidade aberta e a porosidade total.

A transferência de fluidos no betão depende também da porometria, isto é, da distribuição do tamanho dos poros. O estudo da porometria requer o emprego de várias técnicas, cada uma com o seu campo preciso de aplicação, devido à grande gama da dimensão e geometria dos poros e das suas interligações (Castro, 1977; Meng, 1993; Hammecker, 1993).

No presente trabalho escolheu-se a técnica do porosímetro de mercúrio para a determinação da porometria de argamassas, uma vez que foi usada na determinação da porometria de argamassas portuguesas (Begonha, 1997).

Nesta técnica os poros do material, com formas muito complexas, são assimilados a canais cilíndricos e os seus raios determinados. A distribuição do tamanho dos poros é calculada, medindo o

volume de mercúrio injectado num provete do material, depois de seco no vácuo, a pressões sucessivamente crescentes, registando-se em cada etapa o volume de mercúrio introduzido.

A relação entre a pressão aplicada e o menor diâmetro dos poros que o mercúrio consegue penetrar é representada pela lei de Laplace que permite calcular o diâmetro  $d$  de poros cilíndricos cheios à pressão  $p$  (Buill e Olivier, 1992):

$$d=4\sigma.\cos\theta/P$$

Sendo  $\sigma$  a tensão superficial do mercúrio e  $\theta$  o ângulo de contacto entre o sólido e o mercúrio (ângulo de molhagem).

O ensaio realiza-se em três fases sucessivas. Na primeira fase, de drenagem, o mercúrio líquido é injectado automaticamente e sucessivamente sob pressões crescentes em poros cada vez mais finos da amostra. A segunda fase corresponde a uma embebição de mercúrio na forma de vapor por desabsorção de mercúrio líquido sob pressões decrescentes. A terceira fase, nem sempre realizada corresponde a uma segunda drenagem.

Os três tipos de transporte de fluidos no betão são a capilaridade e a difusão, no caso de inexistência de pressão hidráulica, e a permeabilidade, na presença de pressão hidráulica. É também importante conhecer o mecanismo da evaporação no betão.

A capilaridade é a penetração de um líquido no betão por acção da tensão superficial que actua nos seus poros capilares, ou seja, é a capacidade que os materiais porosos têm de captar líquidos acima do nível que apresenta a superfície líquida em contacto com eles.

A difusão é um processo de transporte, provocado pela tendência para se estabelecer o equilíbrio quando existe um gradiente de concentração de determinada substância.

A permeabilidade é a propriedade de um meio poroso se deixar atravessar por um fluido sob a acção de uma diferença de pressão.

A velocidade de penetração de fluidos por capilaridade é inversamente proporcional ao tamanho dos poros, enquanto que por permeabilidade é directamente proporcional.

Em consequência do fenómeno da condensação capilar, o aumento da humidade relativa do ar provoca a saturação progressiva dos poros de maiores dimensões, reduzindo o espaço disponível com ar e portanto, diminuindo a difusão dos gases.

Assim, a permeabilidade do betão em relação aos gases diminui consideravelmente com o aumento do conteúdo em água e no caso de um betão quase saturado a difusão dos gases, dióxido de carbono e oxigénio, torna-se negligenciável, uma vez que estes dois gases são pouco solúveis na água. Pelo contrário, no caso particular de substâncias solúveis, como por exemplo num ataque pela água do mar ou pelo ácido carbónico num solo rico em matéria orgânica, a difusão é favorecida pelo aumento do conteúdo de humidade, uma vez que a água é o agente de transporte.

Com a água são transportadas substâncias dissolvidas (carbonatos, cloretos, sulfatos) que, quando a água evapora não ficam distribuídas uniformemente por todo o volume de betão, mas que formam depósitos em zonas localizadas, zonas com maior fluxo de evaporação, originando eflorescências (recristalizações das substâncias dissolvidas) (Figura 2.8). No betão as forças expansivas que se desenvolvem pela cristalização de sais solúveis junto das superfícies, provocam apenas problemas estéticos. Todavia as eflorescências podem ser sintomas de um ataque químico ao betão e o aumento da concentração de substâncias agressivas em certas zonas pode ser importante (Teles, 2005).



Viaduto da Via Rápida



Viadutos de acesso à Ponte Móvel

Figura 2.8 – Eflorescências nos viadutos da Via Rápida e de acesso à Ponte Móvel.

### 2.3.3 REQUISITOS DE DURABILIDADE DO BETÃO

A durabilidade das estruturas é basicamente determinada pela adequação das medidas consideradas durante o projecto, execução e manutenção. As medidas preventivas devem assentar na qualidade do betão de recobrimento, respeitar as espessuras de recobrimento e no caso de existirem armaduras de pré-esforço, a selecção dos aços e as práticas construtivas devem assegurar a prevenção da corrosão destes aços (Teles, 2005). Também, a protecção do betão armado e pré-esforçado em relação à água e humidade é o aspecto fundamental no que se refere à concepção da estrutura sob o ponto de vista da durabilidade. Assim, para evitar a permanência da água sobre as estruturas, devem, ser considerados alguns princípios fundamentais, como por exemplo, evitar superfícies horizontais, especialmente em estruturas expostas, minimizar a área da superfície exposta, adoptar superfícies contínuas, evitando cantos e saliências, assegurar uma boa drenagem e evitar a inclusão de sistemas de drenagem no interior dos elementos estruturais (CEB, 1992).

É essencial respeitar as normas EN 1992-1-1 (2004) e NP-EN 206 (2005) em qualquer das fases envolvidas na construção de uma estrutura de betão.

Como já se referiu, os requisitos para o betão resistir às acções ambientais, são dados em termos de valores limite para a composição e de propriedades estabelecidas para o betão ou, em alternativa, podem resultar de métodos de especificação baseados no desempenho. Os requisitos devem ter em conta a vida útil pretendida para a estrutura de betão (NP EN 206-1, 2005).

Em relação aos valores limite de composição e propriedades do betão apresentam-se, a título indicativo, no Quadro 2.11, valores para esses limites, considerando um tempo de vida útil de 50 anos, a utilização de cimento CEM I, classe 32,5 e máxima dimensão do agregado mais grosso entre 20 e 32mm. Poderão encontrar-se outros valores limite na especificação E464 (LNEC, 2005b).

Quadro 2.11 – Valores limite para a composição e propriedades do betão (NP EN 206-1, 2005).

	Classes de exposição							
	Sem risco de corrosão ou ataque	Corrosão induzida por:						
		carbonatação				cloretos provenientes		
						da água do mar		
X0	XC1	XC2	XC3	XC4	XS1	XS2	XS3	
Máxima razão A/C	-	0,65	0,45	0,45	0,50	0,50	0,45	0,45
Mínima classe de resistência	C12/15	C20/25	C35 /45	C35 /45	C30 /37	C30/37	C35 /45	C35 /45
Mínima dosagem de cimento (kg/m³)	-	260	320	340	300	300	320	340
Mínimo teor de ar (%)	-	-	-	-	-	-	-	-
Outros requisitos	-	-	-	-	-	-	-	-

Quadro 2.11 – Valores limite para a composição e propriedades do betão (NP EN 206-1, 2005) (continuação).

	Classes de exposição									
	Corrosão induzida por: cloretos provenientes doutros origens			Ataque pelo gelo/degelo				Ambientes químicos agressivos		
	XD1	XD2	XD3	XF1	XF2	XF3	XF4	XA1	XA2	XA3
Máxima razão A/C	0,55	0,55	0,45	0,55	0,55	0,50	0,45	0,55	0,50	0,45
Mínima classe de resistência	C30/37	C30/37	C35/45	C30/37	C25/30	C30/37	C30/37	C30/37	C30/37	C35/45
Mínima dosagem de cimento (kg/m <sup>3</sup> )	300	300	320	300	300	320	340	300	320	360
Mínimo teor de ar (%)	-	-	-	-	4,0 <sup>a</sup>	4,0 <sup>a</sup>	4,0 <sup>a</sup>	-	-	-
Outros requisitos	-	-	-	Agregados conformes a EN 12620:2002 com suficiente resistência ao gelo/degelo				-	Cimento resistente aos sulfatos	

<sup>a</sup> Se o betão não tiver ar incorporado, o seu desempenho deverá ser avaliado com um método de ensaios apropriado, tendo como referência um betão cuja resistência ao gelo/degelo, para a classe de exposição aplicável, se encontre estabelecida

<sup>b</sup> Quando o SO<sub>4</sub><sup>2-</sup> conduzir às classes de exposição XA2 e XA3, é essencial utilizar cimento resistente aos sulfatos. Se o cimento estiver classificado quanto à resistência aos sulfatos, deverá ser utilizado cimento de moderada ou elevada resistência aos sulfatos na classe de exposição XA2 (e quando aplicável na XA1) e cimento de elevada resistência aos sulfatos na classe de exposição XA3

Segundo a mesma norma, o betão satisfaz os requisitos de durabilidade para a utilização pretendida, nas condições ambientais específicas, desde que esteja em conformidade com os valores limite, que seja devidamente colocado, compactado e curado, face ao uso previsto, que tenha o recobrimento das armaduras mínimo requerido para a condição ambiental relevante, de acordo com a norma de projecto relevante, que tenha sido seleccionada a classe de exposição apropriada (Quadros 2.5 e 2.6) e que seja feita a manutenção prevista. Nos Quadros 2.12 e 2.13 apresentam-se os valores mínimos da espessura de recobrimento, de acordo com a classificação da estrutura, classe de exposição ambiental e tipo de betão, armado ou pré-esforçado.

Quadro 2.12 – Espessura de recobrimento mínima para betão armado (EN 1992-1, 2004)

Classe da estrutura	Espessura de recobrimento mínima para betão armado (mm)						
	Classe de exposição de acordo com Quadro 2.5						
	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1/XS1	XD2/XS2	XD3/XS3
S1	10	10	10	15	20	25	30
S2	10	10	15	20	25	30	35
S3	10	10	20	25	30	35	40
S4	10	15	25	30	35	40	45
S5	15	20	30	35	40	45	50
S6	20	25	35	40	45	50	55

Quadro 2.13 – Espessura de recobrimento mínima para betão pré-esforçado (EN 1992-1, 2004)

Classe da estrutura	Espessura de recobrimento mínima para betão pré-esforçado (mm)						
	Classe de exposição de acordo com Quadro 2.5						
	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1/XS1	XD2/XS2	XD3/XS3
S1	10	15	20	25	30	35	40
S2	10	15	25	30	35	40	45
S3	10	20	30	35	40	45	50
S4	10	25	35	40	45	50	55
S5	15	30	40	45	50	55	60
S6	20	35	45	50	55	60	65

A classificação da estrutura encontra-se no anexo nacional à norma EN 1992-1 (2004). Segundo esta norma, para vidas úteis de 50 anos e inferiores a 30 anos as classes estruturais a considerar são a S4 e S3, respectivamente. Apresenta-se a classificação estrutural no Quadro 2.14, que está ajustado e compatibilizado com a especificação E464 (LNEC, 2005b) que faz parte integrante da norma NP EN 206-

1 (2005). Os requisitos de durabilidade poderão basear-se na aplicação de métodos probabilísticos e nas propriedades de desempenho do betão de acordo com a especificação E465 (2004).

Quadro 2.14 – Classificação estrutural recomendada (EN 1992-1, 2004)

Critério	Classe estrutural						
	Classe de exposição de acordo com 2.5						
	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1	XD2/XS1	XD3/XS2/XS3
Tempo de vida útil de projecto de 100 anos	aumentar 2 classes	aumentar 2 classes	aumentar 2 classes	aumentar 2 classes	aumentar 2 classes	aumentar 2 classes	aumentar 2 classes
Classe de resistência 1) 2)	≥ C 30/37 reduzir 1 classe	≥ C 30/37 reduzir 1 classe	≥ C 35/45 reduzir 1 classe	≥ C 40/50 reduzir 1 classe	≥ C 40/50 reduzir 1 classe	≥ C 40/50* reduzir 1 classe	≥ C 45/55** reduzir 1 classe
Elemento com geometria de laje 3)	reduzir 1 classe	reduzir 1 classe	reduzir 1 classe	reduzir 1 classe	reduzir 1 classe	reduzir 1 classe	reduzir 1 classe
Garantia especial do controlo de produção do betão	reduzir 1 classe	reduzir 1 classe	reduzir 1 classe	reduzir 1 classe	reduzir 1 classe	reduzir 1 classe	reduzir 1 classe

\* ≥ C50/60 quando o cimento utilizado for CEM I ou CEM IIA

\*\* ≥ C60/75 quando o cimento utilizado for CEM I ou CEM IIA

1) Considera-se que a classe de resistência e a razão água-cimento estão relacionadas. Poderá considerar-se uma composição especial (tipo de cimento, razão água-cimento, enchimento de finos) a fim de obter uma baixa permeabilidade.

2) O limite pode ser reduzido de uma classe de resistência se a introdução de ar for superior a 4%.

3) Só se deve diminuir se houver convicção de que o processo construtivo não afecta a posição da armadura

## 2.4 DEGRADAÇÃO FÍSICA DO BETÃO

### 2.4.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

O principal sintoma de degradação física do betão é a fissuração que ocorre sempre que no betão se instalam tensões de tracção superiores à sua capacidade resistente. Os principais mecanismos que estão na origem do aparecimento de tensões no betão são os movimentos gerados na massa de betão, a expansão do material embebido no interior do betão ou a condições externas impostas.

Deve ter-se presente que a fissuração é inevitável em elementos de betão armado que trabalham à tracção, tirantes, ou à flexão, vigas e lajes, uma vez que não só o aço, mas também o betão que o rodeia está submetido a tensões de tracção. No entanto, com o processo adequado de concepção, projecto e execução a fissuração funcional nas estruturas de betão é limitada e só dificilmente perceptível.

A importância das fendas depende do elemento estrutural e das condições ambientais a que está exposto. O Eurocódigo 2 (EN 1992-1, 2004) estipula limites de abertura de fendas consoante o betão é armado ou pré-esforçado e a classe de exposição preconizada na NP EN 206-1 (2005) (Quadro 2.15).

Quadro 2.15 – Limites de largura de fendas (EN 1992-1-1, 2004)

Classe de exposição	Elementos de betão armado e elementos de betão pré-esforçado com armaduras não aderentes	Elementos de betão pré-esforçado com armaduras aderentes
	Combinação quase permanente de acções	Combinação frequente de acções
X0, XC1	0,4 mm	0,2 mm
XC2, XC3, XC4	0,3 mm	0,2 mm
XD1, XD2, XS1, XS2, XS3		Descompressão

**Nota 1:** Para as classes de exposição X0, XC1, a largura de fendas não tem influência na durabilidade e a sua limitação é estética. Na ausência da condição estética, o limite pode ser superior. **Nota 2:** Para estas classes de exposição, deve também ser verificada a descompressão para a combinação de acções quase permanente.

A fissuração pode ter origem antes, durante ou após a presa do betão. Referem-se em primeiro lugar os mecanismos que originam fendilhação no betão fresco ou ainda jovem e, em seguida, no betão endurecido.

### 2.4.2 FENDILHAÇÃO PRECOCE NO BETÃO

O betão fresco é particularmente sensível à fissuração, uma vez que apresenta baixa resistência e elevada deformabilidade. A fendilhação precoce, que por vezes afecta o betão, pode ter origem nas variações dimensionais do betão e em movimentos durante a construção.

Apresentam-se de seguida, resumidamente, os mecanismos mais importantes que estão na origem das fissuras precoces no betão, assentamento e retracção plásticos e ainda movimentos durante a construção e que dão origem quer a fissuras superficiais quer a fendas no interior do betão.

Na Figura 2.9 esquematiza-se a fissuração precoce que mais usualmente ocorre em estruturas de betão.

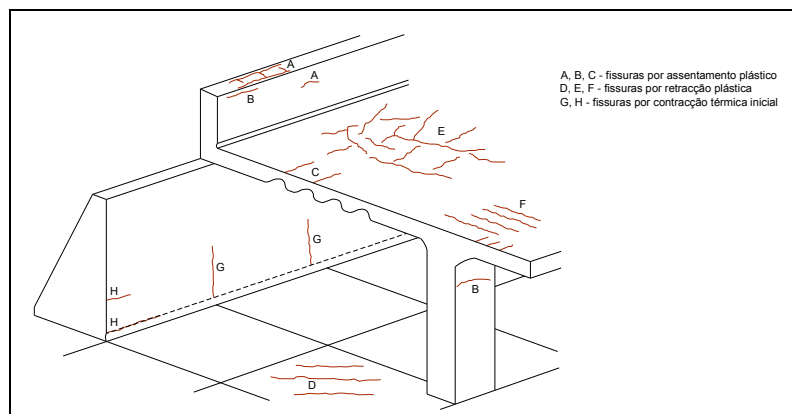


Figura 2.9 – Fissuras precoces no betão.  
Desenhado a partir de CEB (1992).

Antes da presa, as partículas do betão tendem a sedimentar sob o efeito do seu peso próprio e a água, componente mais leve do betão, tende a deslocar-se para a superfície. Qualquer obstáculo a este assentamento uniforme das partículas do betão pode provocar fendilhação por assentamento plástico (Figura 2.10). Os obstáculos são usualmente as armaduras, as variações de espessura da peça, os agregados grossos achatados, etc. A água ao deslocar-se para a superfície pode ser impedida quer pela armadura quer pelo agregado grosso, formando-se sob estes elementos uma acumulação de água em forma de lente que posteriormente evapora, comprometendo a aderência da armadura, a ligação pasta-agregado e, originando vazios que são particularmente favoráveis ao ataque dos agentes agressivos.

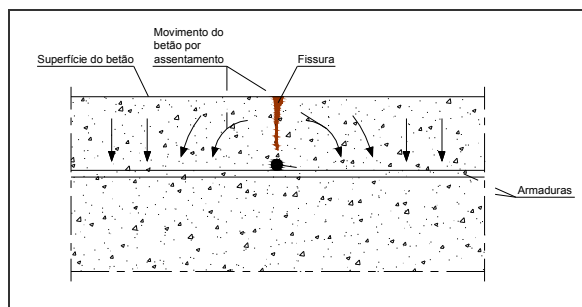


Figura 2.10 – Fissura por assentamento plástico.  
Desenhado a partir de CEB (1992).

Os elementos estruturais altos são os mais susceptíveis a este tipo de fendilhação. A vibração prolongada, e em especial o contacto da agulha do vibrador com as armaduras, pode também provocar este tipo de fendilhação.

O assentamento plástico é tanto maior quanto mais prolongada é a duração da vibração, maior a profundidade do betão fresco, maior a duração do período antes da presa e a mistura é instável (Détriché, 1992).

Para prevenir a fendilhação por assentamento plástico, partindo do princípio que a composição do betão é adequada, é essencial reduzir a exsudação e fazer uma boa compactação.

A retracção plástica é a contracção do betão antes e durante a presa. Quando esta contracção é impedida a probabilidade de fendilhação é elevada.

Quando a água sai de um corpo poroso não completamente rígido, caso do betão fresco, dá-se uma contracção.

Os compostos resultantes da hidratação do cimento ocupam um volume inferior ao do cimento e da água. No entanto, a extensão da hidratação anterior à presa é pequena e a retracção plástica induzida por perda de água por hidratação é geralmente muito reduzida (Neville, 1995). Uma sucção por qualquer elemento em contacto com o betão, por exemplo, uma superfície de betão já existente, a cofragem, o solo, pode também contribuir para uma perda de água no betão fresco. Finalmente, a água pode sair por evaporação à superfície do betão.

A fendilhação por retracção plástica aparece em elementos de betão com superfícies horizontais extensas como lajes e pavimentos.

Segundo Détriché (1992), a fendilhação por retracção plástica é o castigo imediato por uma composição medíocre do betão (má retenção de água de amassadura), um suporte mal preparado, muito absorvente ou uma cura mal feita.

Para acautelar a fendilhação por retracção plástica, partindo do princípio que a composição do betão é adequada, o essencial é evitar uma dessecação importante do betão fresco (humidade baixa, vento e temperatura do betão superior à do ambiente), assegurando uma cura eficaz.

Durante a construção, e enquanto o betão ainda se encontra em estado plástico, com baixa capacidade resistente e elevada deformabilidade, ocorrem movimentos que podem originar fissuração. Quando as superfícies de betonagem apresentam resistências diferentes ou quando existem bolsas de ar ou vazios no betão fresco, podem ocorrer abatimentos localizados sob o efeito do próprio peso do betão, originando fissuras (Figura 2.11).

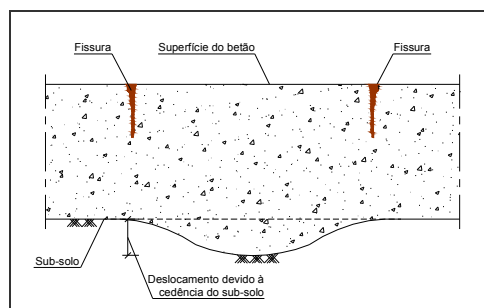


Figura 2.11 – Fissura por cedência do subsolo.  
Desenhado a partir de CEB (1992)

A utilização de cofragens muito deformáveis pode dar origem a deslocamentos e posterior fissuração (Figura 2.12).

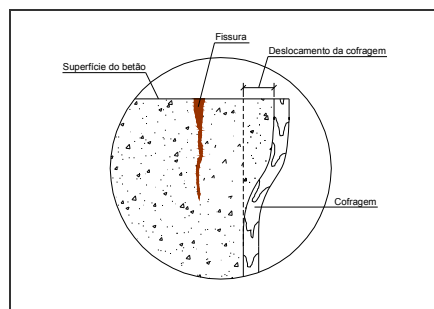


Figura 2.12 – Fissura por deslocamento da cofragem.  
Desenhado a partir de CEB (1992).

As vibrações por circulação de veículos, cravação de estacas, tiros de pedreira, etc., podem também causar a fissuração do betão ainda muito jovem.

A velocidade e a economia que actualmente se procuram na construção podem conduzir a uma descofragem prematura e consequente aparecimento de fissuras.

#### 2.4.3 FISSURAS NO BETÃO ENDURECIDO

A fendilhação que ocorre no betão endurecido pode ser provocada pela aplicação de forças ou por deformações impostas.

As fendas devido à aplicação de forças surgem sempre que a tensão instalada é superior à capacidade resistente do betão. Quando uma estrutura é projectada e construída de acordo com a regulamentação, as fendas são pouco significativas, aparecendo apenas nas zonas de máximos esforços, onde a tensão é mais elevada. Apresenta-se na Figura 2.13 um esquema do tipo de fendas que ocorre por acção directa das cargas.

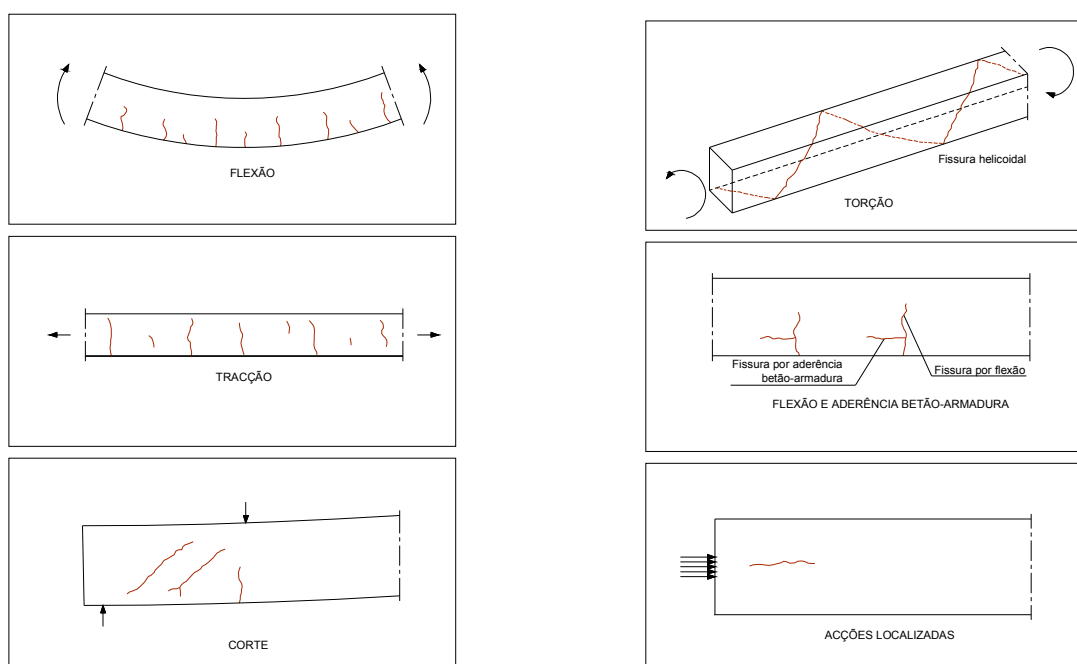


Figura 2.13 – Fissuras associadas aos esforços dominantes.  
Desenhado a partir de CEB (1992).



As fissuras por deformações impostas surgem quando existem variações de temperatura, por retracção do betão, ou por assentamentos diferenciais de fundações. Estas fissuras têm uma maior probabilidade de ocorrerem quanto maior for o impedimento aos deslocamentos da estrutura.

Referem-se de seguida, muito resumidamente, as fissuras com origem em variações de temperatura e que, de uma maneira geral, não são consideradas no projecto.

As reacções entre os diferentes componentes do clínquer com a água são exotérmicas, libertando uma grande quantidade de calor de hidratação e, causando no interior da massa de betão, o aparecimento de temperaturas muito elevadas. Logo após a presa, a temperatura no interior do betão vai diminuindo, difundindo-se para o exterior. A superfície fica a uma temperatura mais baixa que o núcleo de betão. Esta diferença de temperaturas origina tensões de tracção à superfície e tensões de compressão no interior do betão. Estas fendas são sempre superficiais, fechando-se normalmente quando as diferenças de temperatura desaparecem.

Segundo Détriché (1992), este tipo de fissuras por contracção térmica dependem do tipo, finura e dosagem de cimento, da geometria dos elementos estruturais e da natureza mais ou menos isolante das cofragens e do tempo decorrido até à descofagem. No entanto, para atenuar este efeito devem utilizar-se cimentos de baixo calor de hidratação e sempre que possível adicionar pozolanas ou escórias do alto-forno.

As diferenças de temperatura na própria estrutura podem também ser a causa de fendilhação. Refere-se, como exemplo, a onda térmica diária e a radiação solar, que provocam gradientes térmicos e originam o aparecimento de fissuração em tabuleiros de pontes, em pavimentos, em barragens.

Deve-se ainda mencionar o caso de materiais distintos em contacto, com coeficientes de dilatação térmica diferentes, podendo surgir uma fissuração na zona fronteira aos dois materiais, mesmo no caso de variações uniformes de temperatura.

Por fim, refere-se a utilização de agregados com coeficientes de dilatação térmica muito diferentes dos do betão.

Após o endurecimento do betão a causa corrente de fendilhação é a retracção por secagem provocada pela saída de água do betão endurecido exposto ao ar não saturado. Este tipo de retracção é usualmente o único que se tem em conta no cálculo estrutural.

As fissuras por retracção de secagem apresentam-se mais afastadas do que as que têm origem na retracção plástica e exibem uma disposição com relativa regularidade, atravessando normalmente toda a espessura do elemento estrutural.

A retracção por secagem diminui com o aumento da máxima dimensão do agregado e da quantidade de agregado e, ainda, com a diminuição do abaixamento, mesmo que se mantenha a relação A/C (Gonçalves, 1999)

Se determinada zona da fundação de uma estrutura assentar, mantendo-se a restante no local de origem ou com um assentamento inferior, este diferencial provoca um desequilíbrio de esforços na estrutura, ficando alguns elementos estruturais sujeitos a esforços superiores àqueles para os quais foram dimensionados, originando a sua fissuração.

A acção de ciclos gelo/degelo pode também estar na origem da fendilhação do betão (Teles, 2005). Durante o processo de transição da água da fase líquida para a fase sólida há um aumento de volume de cerca de 10%. Quando os poros e fendas do betão se encontram saturados, o betão pode fendilhar

por acção das tensões desenvolvidas em ciclos gelo/degelo. Um processo para minimizar os efeitos dos ciclos gelo/degelo é a introdução artificial de poros de ar no betão.

A aplicação de agentes de descongelação à superfície de betão provoca um choque térmico e as diferenças de temperatura entre a superfície e o interior do betão induzem, frequentemente, uma fendilhação superficial. No caso de se aplicarem, como é muito comum, sais de descongelação que contêm cloretos, pode haver riscos de corrosão das armaduras. Quando se utilizam outros agentes de descongelação tem também de ser considerada a possibilidade de um ataque químico ao betão.

A acção de ciclos gelo/degelo pode provocar fissuras, em geral, aleatórias, podendo aparecer escamação do betão com formação de crateras. A fissuração é superficial, mas por vezes, pode apresentar aberturas importantes.

A abrasão é o desgaste de uma superfície por atrito, percussão, deslizamento e outras circunstâncias e deve-se por exemplo ao tráfego de veículos ou pessoas, ou ao efeito de partículas arrastadas pela água que afectam pilares de pontes, soleiras e paredes de canais, obras hidráulicas, etc.

A abrasão envolve elevadas intensidades de tensão aplicadas localmente de modo que a resistência e a dureza das superfícies do betão influenciam fortemente a resistência à abrasão. As propriedades do betão na zona superficial, determinante para a resistência à abrasão, são fortemente afectadas pelas operações de compactação e cura do betão, sendo de aconselhar que a cura se prolongue por um período pelo menos duas vezes superior ao do betão corrente.

A utilização de agregado resistente duro (Laplanche et al., 1991) e a inclusão de alguma areia britada (GjØrv et al., 1990) contribuem para melhorar a resistência à abrasão. Uma vez que o agregado grosso deve estar presente imediatamente abaixo da superfície de betão não se aconselham misturas muito ricas em cimento (Neville, 1995). Algumas adições como cinzas volantes e sílica de fumo podem também contribuir para melhorar a resistência à abrasão.

## **2.5 DEGRADAÇÃO QUÍMICA DO BETÃO**

### **2.5.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS**

A durabilidade de uma estrutura de betão é muitas vezes influenciada pela velocidade da decomposição do betão provocada por reacções químicas. As obras estão expostas a soluções resultantes da dissolução de sais ou de gases (chuva, neve, nevoeiro, águas subterrâneas, água do mar), ficando assim o betão sujeito a substâncias quimicamente agressivas. No entanto, se a composição do betão for correctamente formulada e a colocação em obra cuidada, o betão será pouco poroso e resistente à acção do meio ambiente.

As reacções químicas mais importantes que provocam a degradação do betão são a reacção dos ácidos, sais de amónio, sais de magnésio e água pura com o cimento endurecido. A reacção dos sulfatos com os aluminatos do betão, a reacção dos álcalis com os agregados reactivos do betão e a carbonatação do betão, reacção entre os compostos de cálcio do betão e o dióxido de carbono da atmosfera. Este último mecanismo será estudado juntamente com a corrosão das armaduras, uma vez que só provoca deteriorações em betão com metais embebidos.

Referem-se de seguida, sucintamente, os diferentes tipos de ataque químico, dando uma maior relevância ao ataque pelos sulfatos, por algumas das estruturas estudadas neste trabalho apresentarem este tipo de reacção.

### 2.5.1.1 ATAQUE PELOS ÁCIDOS

Os componentes de cálcio hidratado do betão, quando se encontram em contacto com um ácido, reagem, originando sais do ácido de ataque. Quando os sais são solúveis ou apresentam pouca coesão o resultado desta reacção é a destruição da estrutura da pasta de cimento endurecida.

Dos componentes hidratados do betão, o mais vulnerável ao ataque pelos ácidos é o hidróxido de cálcio, mas os silicatos de cálcio hidratados e agregados calcários também podem reagir com os ácidos.

A velocidade de reacção dos diferentes ácidos com o betão é determinada não tanto pela agressividade do ácido de ataque, mas mais pela solubilidade do sal de cálcio que se forma.

Quando as soluções ácidas, minerais e orgânicas, têm um pH inferior a 6,5 podem provocar a degradação do betão, mas se o pH for inferior a 5,5 o ataque ao betão é severo e muito severo para um pH inferior a 4,5 (Neville, 1995). Apresentam-se no Quadro 2.16 alguns ácidos que mais frequentemente provocam o ataque severo do betão.

Quadro 2.16 – Ácidos que mais frequentemente provocam o ataque do betão (Neville, 1995)

Ácidos	
Inorgânicos	Orgânicos
Carbónico	Acético
Clorídrico	Cítrico
Fluorídrico	Fórmico
Nítrico	Húmico
Fosfórico	Láctico
Sulfúrico	Tânico

O uso de cimentos com escória do alto-forno, pozolanas e sílica de fumo é benéfico do ponto de vista do ataque pelos ácidos, reduzindo a penetração das substâncias agressivas (Neville, 1995). No entanto, a literatura em geral, indica que para a resistência a este ataque é mais importante a qualidade do cimento do que o seu tipo.

A actual legislação não permite a utilização de betões, sem revestimentos especiais, quando se prevê um ataque pelos ácidos.

### 2.5.1.2 ATAQUE PELOS SAIS DE AMÓNIO E MAGNÉSIO

Os sais de amónio e de magnésio reagem com os compostos de cálcio do betão endurecido originando a libertação de amónio ( $\text{NH}_4^+$ ) e hidróxido de magnésio ( $\text{Mg}(\text{OH})_2$ ).

O ataque pelos sais de amónio e de magnésio originam uma diminuição do pH do betão, facilitando a corrosão das armaduras. No entanto, no caso do ataque pelo sal de magnésio, a formação do hidróxido de magnésio, brucite, colmata os poros, formando uma camada superficial que impermeabiliza o betão e dificultando o acesso das substâncias agressivas.

### 2.5.1.3 ATAQUE POR ÁGUAS PURAS

As águas puras são águas pouco mineralizadas, com conteúdo em dióxido de carbono agressivo compreendido entre 15 e 30 mg/l e de pH entre 5,5 e 6,5 (Duval e Hornain, 1992). Estas águas reagem com a portlandite, dissolvendo-a o que leva a uma diminuição da alcalinidade do betão e a um aumento da porosidade superficial.

O ataque de um betão por águas puras, pouco agressivas, verifica-se quando o betão é muito poroso, consistindo essencialmente numa dissolução da portlandite. O processo de degradação é atribuído a uma erosão progressiva do betão provocada quer pela circulação da água à superfície quer pela percolação da água sob um gradiente de pressão hidráulica.

#### **2.5.1.4 REACÇÕES ÁLCALI-AGREGADO**

As reacções álcali-agregado podem ser de três tipos diferentes, reacção álcali-sílica, reacção álcali-silicato e reacção álcali-carbonato (Hobbs, 1988; Stievenard-Gireuad, 1987, Sousa Coutinho, 1988a, Jensen, 1993, Larive, 1998, Le Roux, 2001).

A reacção álcali-sílica é entre as três a mais frequentemente analisada na bibliografia e dá-se no betão entre os iões alcalinos de sódio e potássio e os iões hidróxido, presentes na solução intersticial, e a sílica dos agregados, originando a formação de um gel sílico-alcalino. A formação deste gel é sob determinadas condições expansiva.

A reacção álcali-silicato só recentemente foi estudada, sendo considerada, por alguns autores, semelhante à precedente, embora mais complexa. Outros autores consideram que a principal causa de expansão se deve à presença de certos minerais interestratificados como os filossilicatos. A reacção entre os iões alcalinos, presentes na solução intersticial do betão, e esses minerais conduz à sua remoção, provocando uma exfoliação do filossilicato que pode então expandir por absorção de soluções alcalinas.

Na reacção álcali-carbonato, apenas observadas em agregados com dolomite ou calcários dolomíticos, há uma decomposição do carbonato duplo de cálcio e magnésio por acção da solução intersticial alcalina, originando o enfraquecimento da ligação cimento-agregado. Não há formação de gel, atribuindo-se a expansão que em geral a acompanha à absorção de iões hidróxido por minerais de argila, muitas vezes presentes nos cristais dos carbonatos.

Para que as reacções álcali-agregado se desenvolvam é necessária a conjugação de um conjunto de factores: a presença de agregados com minerais potencialmente reactivos, a existência um elevado teor em álcalis (sódio e potássio) e condições ambiente favoráveis (humidade, temperatura e ciclos de molhagem/secagem).

Os minerais potencialmente reactivos são os compostos por diferentes formas de sílica, alguns minerais silicatados e a dolomite. O vidro, cuja presença no betão, accidental ou com fins decorativos, pode em alguns casos estar também associado às reacções álcali-agregado.

A parte essencial dos álcalis do betão é fornecida pelo cimento. Quando os cimentos apresentam teores em álcalis inferiores a 0,6% é muito difícil dar-se o ataque químico dos agregados pelos álcalis (Bérubé et al., 2002).

A formação do gel das reacções álcali-sílica e álcali-silicato pode dar-se em ambiente seco, mas a sua expansão só ocorre no betão húmido. Contudo, se a formação de gel já ocorreu, qualquer aumento da humidade pode conduzir a uma rápida expansão e consequente fissuração, sendo por esta razão os ciclos molhagem/secagem e o contacto do betão com o solo saturado particularmente perigoso.

A bibliografia indica que o aumento da temperatura acelera a curto prazo as expansões devidas às reacções álcali-agregado, sem contudo a expansão final alcançada ser necessariamente mais importante (Bérubé e Carles-Gibergues, 1992).

Os sintomas das reacções álcali-agregado são fissuras aleatórias, também designadas em forma de mapa, criação de crateras de forma cónica mais ou menos profundas, exsudações de gel e eflorescências de trona.

#### 2.5.1.5 ATAQUE PELOS SULFATOS

O ataque do betão pelos sulfatos é a seguir à corrosão das armaduras a causa mais importante das degradações de pontes e viadutos, tendo sido estudado por diferentes investigadores (Metha, 1992; Taylor, 1998; Divet, 2001a; Divet, 2001b; Collepardi, 2003).

A reacção sulfática dá-se entre os iões sulfato e os aluminatos do betão (aluminato de cálcio hidratado, da pasta de cimento, ou alumina reactiva, dos agregados), originando a formação de etringite (sulfoaluminato de cálcio hidratado –  $3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 3\text{CaSO}_4 \cdot 32\text{H}_2\text{O}$ ) e também algum gesso (sulfato de cálcio bi-hidratado –  $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$ ). A formação da etringite é sob certas condições fortemente expansiva, provocando uma fendilhação irregular na estrutura.

A etringite primária forma-se durante a fase de hidratação do cimento por dissolução do aluminato tricálcico e do gesso e não é nociva para o betão. A formação diferida da etringite, usualmente designada por etringite tardia ou secundária, ocorre a longo prazo em condições específicas relacionadas com a desestabilização dos sulfatos de hidratação. Esta etringite pode provocar expansões e deteriorações no betão.

A origem dos sulfatos é múltipla, podendo ser quer interna quer externa ao betão. Os sulfatos de origem interna encontram-se em qualquer dos constituintes do betão. Os sulfatos provenientes dos cimentos estão no clínquer ou resultam das reacções de hidratação dos cimentos. Os sulfatos dos agregados têm principalmente origem na oxidação das pirites. A água de amassadura e os adjuvantes, particularmente os plastificantes e superplastificantes também podem conter sulfatos.

Os sulfatos de origem externa ao betão provêm, em geral, dos solos, da água do mar ou das chuvas ou resultam da poluição doméstica ou industrial.

Os sulfatos estão naturalmente presentes no solo, constituindo um elemento nutritivo importante das plantas. Certos solos ricos em gesso contêm teores muito elevados em sulfatos. Os sulfatos presentes nos solos podem também ter origem em adubos ou na decomposição biológica aeróbica. Resíduos da indústria química contribuem ainda para o enriquecimento do solo em sulfatos.

Em zonas industriais e em grandes aglomerados urbanos, a combustão de carvões e de fuel com maiores ou menores quantidades de enxofre liberta dióxido de enxofre que, em presença de oxigénio e humidade, conduz à formação de ácido sulfúrico. O efeito indirecto dos fumos ricos em dióxido de enxofre manifesta-se nas cidades por sujidades nas fachadas devida à formação superficial de gesso e à fixação de poeira.

Por último, a água do mar é uma fonte inesgotável de sulfatos, tendo a sua composição sido referida no ponto 2.2.2.

Indicam-se de seguida os parâmetros e processos mais importantes com influência no ataque pelos sulfatos.

O tratamento térmico do betão pode originar uma reacção sulfática, uma vez que condiciona a estabilidade química dos sulfoaluminatos de cálcio hidratados. A expansão do betão depende

francamente da temperatura da cura aplicada ao material, aumentando com essa temperatura (Lawrence, 1995).

Numerosos estudos mostram que a utilização de cimentos com elevado teor em álcalis favorece a formação de etringite tardia, retardando a formação da etringite de hidratação, etringite primária, e aumentando a sua solubilidade (Wigum, 1995).

A formação diferida de etringite só é possível quando o cimento contém quantidade suficiente de aluminato tricálcico e sulfatos, referindo Divet (2001b) que na maior parte de casos de expansões observados, os conteúdos em aluminato tricálcico dos cimentos é superior a 8% e em  $\text{SO}_3$  superior a 2,6%.

A expansão provocada pela formação de etringite depende significativamente da natureza mineralógica dos agregados (Yang et al., 1999). Agregados siliciosos, em particular de quartzo, originam expansões mais importantes do material do que agregados calcários, podendo este facto ser explicado pela qualidade da interface pasta-agregado.

A humidade desempenha um papel fundamental nas reacções com os sulfatos, sendo a água necessária ao desenvolvimento desta reacção e intervindo quer ao nível do processo de transporte quer na formação dos produtos de reacção. A expansão associada à formação de etringite aumenta com a humidade. Humidades relativas elevadas ou ciclos molhagem/secagem têm uma intervenção importante no desenvolvimento desta reacção (Divet, 2001a).

O aumento da temperatura diminui a agressividade provocada pelos sulfatos, uma vez que a formação de etringite é máxima para  $0^\circ\text{C}$  e decresce até se anular a  $80^\circ\text{C}$  (STUVO, 1986).

O principal sintoma de um ataque pelos sulfatos é uma fissuração com distribuição aleatória, sendo o diagnóstico desta deterioração feito por observação e análise de amostras de betão extraídas das zonas afectadas das obras. Neste ataque, a etringite é omnipresente encontrando-se no betão das amostras por vezes algum gesso.

## **2.6 CORROSÃO DAS ARMADURAS**

A corrosão designa geralmente a deterioração de metais através de um processo electroquímico, sendo a principal causa da degradação das estruturas de betão armado e pré-esforçado.

O betão é um meio com elevada alcalinidade, pH da ordem dos 13, permitindo que as armaduras no seu interior estejam protegidas contra a corrosão. Com valores do pH da ordem dos que se encontram no interior do betão, forma-se, logo após o começo da hidratação do cimento, uma camada microscópica de óxidos, com cerca de 10 nm de espessura, designada por película passiva, que adere fortemente ao aço e que impede a corrosão das armaduras.

Se por algum motivo ocorrer a destruição dessa película (despassivação das armaduras) a corrosão pode ocorrer, sendo actualmente bem conhecidas as causas que provocam a sua destruição (Verbeck, 1975; Tuuti, 1993; Duval, 1992; Salta, 1996; Casanova, 1997; CEB, 1997; Broomfield, 1997; DURAR, 1997; Teles, 2005).

Os processos de destruição da película passiva são, essencialmente, os seguintes: a descida do pH do betão para valores da ordem de 9, provocada quer pela acção do dióxido de carbono no betão, carbonatação, quer pela lixiviação dos hidróxidos alcalinos pela água, e a presença de iões cloreto junto das armaduras, com concentrações que ultrapassam um certo valor crítico.

O ar contém uma taxa média de 0,033% em volume de dióxido de carbono (Chang, 1994), dependendo este teor da pressão e da temperatura e sendo mais importante em aglomerados urbanos que em meios rurais. Num laboratório pouco ventilado o teor pode atingir 0,1% e em grandes cidades o seu valor, em média, é 0,3%, alcançando excepcionalmente 1% (Neville, 1995).

O dióxido de carbono dissolve-se na água para dar origem ao ácido carbónico ( $\text{H}_2\text{CO}_3$ ). Este reage, em primeiro lugar, com os hidróxidos de sódio ( $\text{NaOH}$ ) e de potássio ( $\text{KOH}$ ) da solução intersticial do betão, provocando o seu empobrecimento em hidróxidos e aumentando a solubilidade da portlandite, hidróxido de cálcio cristalino ( $\text{Ca(OH)}_2$ ), e acelerando a reacção da solução deste hidróxido com o ácido carbónico, originando a formação do carbonato de cálcio ( $\text{CaCO}_3$ ). Estas reacções, principalmente a última são a causa do pH do betão baixar para valores inferiores a 9.

Entre os compostos hidratados da pasta de cimento os hidróxidos são os produtos que mais rapidamente reagem com o dióxido de carbono, mas outros hidratos podem igualmente ser decompostos, originando sílica hidratada, alumina e óxido de ferro. No entanto, na prática, estas reacções não constituem qualquer problema, uma vez que num betão com apenas cimento de clínquer, somente a carbonatação dos hidróxidos tem interesse (Neville, 1995).

Contudo, quando o hidróxido de cálcio se esgota, por exemplo, em reacções secundárias com reacções pozolánicas, a carbonatação do silicato de cálcio hidratado ocorre não só com a formação de maior quantidade de carbonato de cálcio, mas também com a formação simultânea de sílica-gel com poros largos, que facilita a posterior carbonatação (Bier, 1987).

O dióxido de carbono da atmosfera penetra no betão essencialmente por difusão, começando a carbonatação à superfície e penetrando lentamente para o interior. Uma circunstância favorável é que, à medida que a carbonatação avança, há substituição do hidróxido de cálcio pela calcite com diminuição da porosidade do betão e consequentemente o acesso do dióxido de carbono torna-se mais difícil. Por outro lado, ao diminuir a quantidade de substâncias carbonatáveis de um betão diminui também o tempo que este demora a carbonatar, ou seja a atingir um pH inferior a 9.

Há numerosos modelos mais ou menos complexos para representar a propagação da carbonatação, uma vez que o processo principal envolvido no transporte do dióxido de carbono é a difusão, considera-se que o fenómeno é, de uma forma aproximada, bem representado pela primeira lei de Fick da difusão (RILEM, 1995):

$$x = k_c \sqrt{t}$$

sendo:

x – a profundidade de carbonatação

t – o tempo

$k_c$  – uma constante que depende de vários factores relacionados com a qualidade do betão (tipo e dosagem de cimento, relação A/C, etc.), da humidade relativa do ar e da concentração em dióxido de carbono.

Referem-se de seguida os principais parâmetros com influência no processo de carbonatação do betão: teor de humidade e temperatura, porosidade e porometria e conteúdo do betão em matéria carbonatável.

O teor de humidade do betão é muito importante uma vez que quando os poros estão saturados a penetração do dióxido de carbono é muito lenta, dada a sua baixa solubilidade na água. Por outro lado,

betões muito secos são muito permeáveis à difusão dos gases, mas a taxa de carbonatação é pequena porque não há água para a formação do ácido carbónico que reage com os hidróxidos alcalinos. Apesar da percentagem óptima de humidade para que se desenvolva a carbonatação ser um tema controverso, aceita-se que o máximo de carbonatação tem lugar para valores entre os 50 e os 60% de humidade relativa do ar.

O aumento da temperatura tem um efeito duplo, aumentando por um lado a difusão dos gases, porque promove a mobilidade das moléculas e iões, e por outro lado ao diminuir o teor de humidade do betão deixa mais espaços vazios nos poros para a difusão.

A porosidade e a porometria são parâmetros muito importantes na resistência do betão à penetração por agentes agressivos externos. Os betões porosos carbonatam-se muito rapidamente enquanto que os poros capilares de menor dimensão estão quase sempre saturados e portanto inacessíveis à carbonatação.

A porosidade e a porometria são essencialmente determinadas pela qualidade dos materiais utilizados, pela composição do betão e sua colocação, compactação e cura. O aumento da razão A/C favorece muito o processo de carbonatação uma vez que dá origem a betões mais permeáveis. Um aumento da dosagem de cimento da mistura dificulta o avanço da carbonatação ao tornar os betões mais compactos. A resistência à compressão do betão, intimamente ligada à sua porosidade, é também determinante na progressão da carbonatação, sendo esta tanto mais difícil quanto maior resistência tem o betão.

A microestrutura da zona superficial do betão, onde ocorre a difusão do dióxido de carbono, é principalmente determinada pela cura do betão, intervindo esta de forma decisiva na carbonatação.

O conteúdo do betão em matéria carbonatável é essencial para o desenvolvimento do processo de carbonatação e é principalmente determinado pelo tipo de cimento, uma vez que a quantidade de substâncias carbonatáveis presentes no betão têm origem, fundamentalmente, na hidratação dos silicatos tricálcicos e bicálcicos.

Considerando que actualmente a utilização de cimentos com adições é muito corrente, torna-se importante conhecer o comportamento de betões fabricados com este cimento, face à carbonatação.

Por um lado, os cimentos com adições, quer pozolanas quer escórias do alto-forno, são mais facilmente carbonatáveis, uma vez que contêm menores quantidades de hidróxido de cálcio. Por outro lado, quando se usam adições, a estrutura das pastas de cimento hidratadas é mais compacta, tendo como consequência uma redução da difusão do dióxido de carbono e da velocidade de penetração da carbonatação. Assim, a profundidade de carbonatação depende muito da composição da mistura, uma vez que é ela que determina qual dos efeitos anteriores é predominante. Este é provavelmente o motivo de não haver unanimidade entre os diferentes investigadores em relação à influência das adições na profundidade de carbonatação.

A avaliação da profundidade de carbonatação faz-se de forma simples através da aplicação de um indicador químico que muda de cor em função do pH. O indicador mais utilizado é uma solução alcoólica de fenolftaleína a 1%, que é incolor para valores do pH inferiores a 8,9 e vermelho-púrpura ou rosa forte quando o pH é superior a 8,9.

Em relação à destruição da película passiva por lixiviação dos álcalis pela água, refere-se que a água corrente pode dissolver e transportar, em solução, compostos do cimento hidratados, ricos em



álcalis, sendo o hidróxido de cálcio, o composto, mais importante. Esta reacção provoca, entre outras atrás referidas, uma diminuição do pH do betão. Esta lixiviação verifica-se normalmente em pontos fracos da estrutura, como por exemplo, juntas de construção mal vedadas, fissuras muito abertas ou ainda quando a qualidade do betão é má.

Quando os iões cloreto penetram no betão e atingem junto da armadura uma concentração superior a determinado teor, designado por teor crítico em cloretos, ocorre a despassivação da armadura. Os cloretos encontram-se livres na solução que preenche os poros do betão, adsorvidos à superfície dos poros (fisicamente ligados) e quimicamente combinados. Apenas os cloretos livres podem despassivar as armaduras, sendo o teor crítico muito variável, uma vez que depende de diversos factores.

A principal forma de combinação dos iões cloreto é por reacção com o aluminato tricálcico hidratado do cimento, dando origem a um cloroaluminato de cálcio hidratado, muitas vezes referido como sal de Friedel. Alguns autores referem que o aluminoferrato tetracálcico e os silicatos de cálcio hidratados podem também combinar-se com os iões cloreto.

O catião associado ao ião cloreto tem também influência, verificando-se que o teor de cloretos combinados aumenta do cloreto de sódio para o cloreto de cálcio e deste para o cloreto de magnésio.

A capacidade de combinação dos iões cloreto diminui com o aumento do teor em iões sulfato ou em iões hidróxido e com a carbonatação do betão (Tutti, 1982, Byjors, 1986, Trittart, 1989, Salta, 1999). A mesma aumenta com a concentração de iões cloreto.

Os cloretos podem estar contidos nos componentes do betão (cimento, agregados, água e, eventualmente, adições e aditivos) ou penetrarem do exterior.

O conteúdo em cloretos que podem ser introduzidos na massa do betão é limitado pela NP-EN 206-1 (2005) em função do tipo de betão e classe de exposição ambiental (Quadro 2.17). A mesma norma impede a adição ao betão armado e pré-esforçado de cloreto de cálcio e de adjuvantes à base de cloretos.

Quadro 2.17 – Máximo teor em cloretos no betão (NP-EN 206-1, 2005)

Utilização do betão	Máximo teor em CL <sup>-</sup> por massa de cimento	
	Classe de exposição ambiental	
	XC, XF, XA	XS, XD
Sem armaduras de aço ou outros metais embebidos	1,0%	1,0%
Com armaduras de aço ou outros metais embebidos	0,40%	0,20%
Com aço de pré-esforço	0,20%	0,10%

Assim, como os teores de cloretos de origem interna ao betão estão bem controlados, as quantidades elevadas de cloretos, têm na maior parte dos casos origem externa ao betão, referindo-se a água do mar, os sais de degelo, a decomposição térmica dos compostos orgânicos por acção do fogo, as águas subterrâneas e a poluição industrial (Kropp, 1995).

Os três aspectos relevantes a ter em conta no caso dos cloretos que penetram do exterior são: o tempo que demoram a alcançar a armadura, a quantidade que provoca a despassivação e, uma vez desencadeada a corrosão, a sua velocidade.

Relativamente ao tempo que os cloretos demoram a alcançar as armaduras, numa estrutura já construída, é importante averiguar até que profundidade os cloretos penetraram na altura da inspecção, uma vez que o recobrimento do betão deve ter uma espessura que garanta que, durante o tempo previsto para a vida útil da estrutura, os cloretos não atinjam a armadura.

A penetração e transporte de cloretos no betão dão-se essencialmente por difusão e capilaridade. Considera-se que a profundidade de penetração dos cloretos é, em geral, função da raiz quadrada do tempo, uma vez que tanto os processos de difusão pura, como os de absorção capilar seguem uma lei potencial.

$$x = k_{cl} \sqrt{t}$$

Sendo:

x – a profundidade alcançada pelos cloretos para uma determinada concentração;

t – o tempo;

$k_{cl}$  – uma constante que depende do betão e do meio exterior.

Atendendo à complexidade e variedade dos parâmetros envolvidos, o cálculo rigoroso de x é complexo, sendo a 2ª Lei de Fick a expressão matemática mais usada para efectuar a previsão da velocidade de penetração ou para ajustar os perfis de cloretos encontrados em estruturas reais. No entanto, para fins práticos recomenda-se a utilização da primeira expressão apresentada porque representa melhor todos os mecanismos de transporte envolvidos (DURAR, 1997).

Quando a concentração de cloretos excede, junto da armadura, um determinado valor – teor crítico – pode dar-se a destruição da película passiva e consequentemente a corrosão das armaduras. O teor crítico de cloretos tem motivado, entre os investigadores, alguma controvérsia, quer no que se refere à sua definição, quer no que diz respeito ao seu valor.

De acordo com Salta (1999), o teor crítico de cloretos é o valor mínimo do teor de cloretos que nas condições de uma dada estrutura induz deterioração. A determinação deste valor para uma estrutura em condições de exposição real não é nada simples, conduzindo por vezes a resultados muito discutíveis.

O teor crítico de cloretos é influenciado pela composição, colocação, compactação e cura do betão. Depende ainda do tipo e quantidade do cimento.

Em relação à influência dos cloretos com origem exterior ao betão, no teor crítico, a experiência mostra que os parâmetros mais importantes, nomeadamente, origem dos iões cloreto e as condições ambientais de exposição ainda estão relativamente pouco estudados (Salta, 1999).

O teor crítico de cloretos é habitualmente referido pelo valor total de cloretos ou pelo teor de cloretos livres ou pela razão entre o teor de cloretos livres e o teor de iões hidróxido.

Faz-se agora uma breve referência ao mecanismo da corrosão das armaduras que consiste na oxidação destrutiva do aço pelo meio que o rodeia.

O mecanismo da corrosão é um processo electroquímico que pode ser comparado ao funcionamento de uma pilha, induzido por diferenças de potencial existente entre as várias zonas da armadura.

Para que haja corrosão são necessários quatro elementos principais: um ânodo, um cátodo, um condutor metálico e um electrólito. As reacções envolvidas no processo de corrosão de um aço são bastante complexas, mas é corrente apresentá-las divididas em dois processos simples: o processo anódico e o processo catódico. O ânodo é a zona da armadura despassivada e o cátodo a zona da armadura que tem acesso ao oxigénio. No ânodo dá-se a dissolução do ferro, passando os iões para a solução na forma  $Fe^{++}$  e libertando dois electrões ( $Fe \rightarrow Fe^{++} + 2e^-$ ).

Estes electrões passam através da armadura – o condutor eléctrico – para o cátodo. No cátodo e na interface betão/armadura, os electrões reagem com o oxigénio e a água originando iões hidróxido ( $1/2O_2 + H_2O + 2e^- \rightarrow 2OH^-$ ).

Estes iões hidróxido passam na direcção do ânodo através do betão – o electrólito – de forma a completar o circuito eléctrico.

As reacções anódicas referidas são apenas o primeiro passo no mecanismo da deterioração por corrosão das armaduras, uma vez que se o processo fosse limitado à dissolução do aço não ocorreria, fendilhação, destacamento e delaminação do betão de recobrimento porque os iões de ferro se dissolveriam na solução intersticial do betão. Poderiam apenas existir roturas, sem aviso prévio, no aço.

No entanto, na zona anódica desenvolvem-se reacções secundárias, originando produtos de corrosão, óxidos e hidróxidos de ferro. A formação destes produtos dá-se com grande aumento de volume, gerando tensões elevadas no interior do betão, e provocando a fendilhação, destacamentos ou delaminação do betão de recobrimento das armaduras.

Analisando o modelo da célula de corrosão apresentado podem estabelecer-se as condições que devem verificar-se para que o mecanismo da corrosão se desenvolva. Assim, em primeiro lugar, é necessário que ocorra a destruição da película passiva para se formar um ânodo. É também preciso que existam diferenças de potencial na superfície das armaduras que resultam da falta de uniformidade do aço ou das heterogeneidades no meio químico ou físico que rodeia o aço. É ainda imprescindível a existência de um cátodo formado por difusão do oxigénio da superfície do betão para a zona da armadura. Finalmente, as zonas anódicas e catódicas têm que estar ligadas electricamente e electroliticamente de modo a que os electrões e os iões possam fluir entre elas. A armadura funciona como condutor eléctrico enquanto que o betão, desde que contenha um grau de humidade suficiente, funciona como electrólito.

Se todas estas condições ocorrerem simultaneamente a armadura será corroída. Se alguma destas condições não ocorrer o mecanismo da corrosão não se desenvolve.

Os principais sintomas da corrosão das armaduras são a fissuração, destacamentos ou delaminação do betão de recobrimento, ocorrência sobre as armaduras de uma camada de ferrugem em forma de escamas de cor castanha-avermelhada, podendo o betão apresentar à superfície manchas de ferrugem, diminuição da secção do aço e diminuição ou anulação da aderência aço/betão.

Referem-se de seguida os tipos de corrosão que aparecem mais correntemente (Andrade et al., 1998): corrosão localizada, corrosão generalizada e corrosão sob tensão (Figura 2.14).

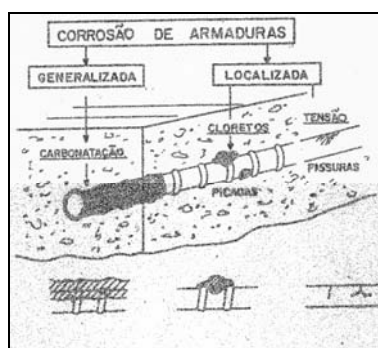


Figura 2.14 – Tipos de corrosão.  
(Andrade et al., 1998)

A corrosão por acção dos cloretos caracteriza-se, de um modo geral, por zonas anódicas pequenas e por grandes zonas catódicas, normalmente adjacentes aos ânodos, mas podendo também localizar-se em zonas afastadas dos mesmos.

O tipo de corrosão originado é a corrosão localizada ou corrosão por picadas. Contudo, se o teor de cloretos é elevado, pode ocorrer a destruição total da película passiva, provocando uma corrosão generalizada das armaduras.

A corrosão por picadas é bastante gravosa sendo, em geral, caracterizada por uma elevada velocidade de corrosão e perdas acentuadas na secção das armaduras.

A corrosão generalizada é consequência da perda generalizada da película passiva que dá origem a zonas anódicas e catódicas muito pequenas e muito juntas, formando microcélulas de corrosão. Esta destruição da película passiva resulta do abaixamento do pH do betão, quer por carbonatação, quer por lixiviação. Também, como se referiu, pode ocorrer por uma concentração excessiva de iões cloreto.

A corrosão generalizada tem como efeito a redução da secção transversal das armaduras e a fissuração do betão de recobrimento.

A corrosão sob tensão, particularmente associada a aços de pré-esforço, resulta da distribuição não uniforme da tensão nas armaduras, devido à existência de heterogeneidades no metal, conduzindo à sua fissuração localizada e consequente destruição da película passiva. Este tipo de corrosão ocorre quando existem elevados esforços de tracção sob os aços e o meio é agressivo, sendo especialmente importante, uma vez que a progressão de uma fissura é muito rápida, provocando a rotura brusca e frágil do metal, mesmo sem a superfície mostrar sinais de ataque.

### 3 VIADUTOS EM ESTUDO

#### 3.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

Os três viadutos em estudo localizam-se no porto de Leixões, a maior infraestrutura portuária do norte de Portugal, a cerca de 2,5 milhas a norte da foz do rio Douro, entre Leça da Palmeira e Matosinhos. Nas Figuras 3.1 e 3.2 apresenta-se uma planta e uma fotografia aérea do porto de Leixões com a localização dos viadutos.



A – Terminal de contentores corte (TCN)  
 B – Terminal de contentores sul (TCS)  
 C – Terminal ro-ro  
 D – Terminal de granéis sólidos  
 E – Terminal de petroleiros (Molhe Norte)  
 F – Doca 1  
 G – Doca 2  
 H – Doca 4  
 I – Molhe sul  
 J – Terminal granéis sólidos e líquidos  
 K – Zona de silos

L – Parque de espera para camiões  
 M – Terminal de passageiros  
 N – Porto de pesca  
 O – Doca de recreio  
 P – Capitania de Leixões  
 Q – Departamento de pilotagem  
 R – Alfândega  
 S – APDL, SA  
 T – Viaduto do Terminal de Petroleiros  
 U – Viadutos de acesso à Ponte Móvel  
 V – Viaduto da Via Rápida

Figura 3.1 – Planta do porto de Leixões (APDL, 2005).



T – Viaduto do Terminal de Petroleiros  
 U – Viadutos de acesso à Ponte Móvel  
 V – Viaduto da Via Rápida

Figura 3.2 – Fotografia aérea do porto de Leixões (APDL, 2006).

O primeiro viaduto, o viaduto da Via Rápida, localiza-se a cerca de 1 km de distância do mar e está inserido na Via Rápida que dá acesso, a sul, à entrada na cidade do Porto e, a norte, à autoestrada A28.

A obra da Ponte Móvel e seus viadutos de acesso é constituída por uma ponte metálica e dois viadutos em betão. Os dois viadutos de acesso à Ponte Móvel formam a segunda obra em estudo e localizam-se a cerca de 500 m do mar.

O terceiro, e último viaduto, está implantado sobre o mar, faz parte do Terminal de Petroleiros, e localiza-se na curva do molhe norte.

A informação sobre os viadutos da Via Rápida, de acesso à Ponte Móvel e do Terminal de Petroleiros de Leixões foi recolhida no que diz respeito, quer aos elementos de projecto, quer aos elementos relativos à execução das obras, nos arquivos da APDL e, no caso do viaduto do Terminal de Petroleiros, também nos arquivos da Petrogal.

Nestes dois arquivos foram obtidas as seguintes informações:

- Elementos do projecto tais como, desenhos, memória descritiva e caderno de encargos;
- Participações diárias da fiscalização efectuadas por funcionários da APDL e da SACOR Marítima, S.A., onde eram registados os trabalhos realizados e onde constavam as composições dos betões utilizados nos diferentes elementos estruturais dos viadutos e acontecimentos invulgares ou anormais ocorridos no decorrer da obra;
- Estudos da composição de betões;
- Relatórios de ensaios (ensaios de recepção de cimentos: análise química, determinação da finura, da expansibilidade, do tempo de presa e das resistências à compressão e à flexão; ensaios de recepção de pozolanas: análise química, determinação do peso específico, da baridade, da finura, e das resistências à compressão e à flexão; análise granulométrica de agregados e determinação do seu peso específico aparente; análise química da água da bacia do porto de Leixões; ensaios do betão: resistência à compressão e determinação da permeabilidade) efectuados pelo Laboratório de Ensaio de Materiais da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto e pelo Laboratório Nacional de Engenharia Civil.

Para organizar toda a informação efectua-se primeiramente, uma descrição sucinta do projecto de cada um dos viadutos, da execução da obra e das alterações e obras de recuperação e, em seguida, tratam-se as informações relativas aos materiais utilizados em cada um dos viadutos da seguinte forma:

Numa primeira fase, caracteriza-se cada um dos materiais, ligantes, agregados, água, adições e adjuvantes e identifica-se a sua proveniência.

Apresentam-se de seguida as composições dos diferentes betões, e associa-se cada um desses betões aos elementos estruturais onde foram empregues.

Por último, apresentam-se os resultados obtidos em ensaios de compressão realizados a diferentes idades para os betões para os quais se fabricaram provetes, aquando da construção dos viadutos.

## 3.2 OBRAS EM ESTUDO

### 3.2.1 VIADUTO DA VIA RÁPIDA

#### 3.2.1.1 INTRODUÇÃO

O projecto original (Correia de Araújo, et al., 1955), de 10 de Dezembro de 1955, era constituído por duas obras de arte, uma passagem envezada superior à via férrea da zona sul do porto e um grande viaduto para atravessamento das restantes vias (via férrea das zonas norte e centro e ramal rodoviário) e do rio Leça (canalizado), constituindo estas obras de arte, o prolongamento da via rápida que efectua a ligação entre Matosinhos e Leça da Palmeira (Figura 3.3).



Figura 3.3 - Viaduto da Via Rápida (APDL, 2006)

Em consequência da apreciação do projecto por parte do Conselho Superior de Obras Públicas, em 5 de Maio de 1956, a largura dos viadutos foi alterada de 21,10 m para 28,10 m e foi suprimido o aterro entre o grande viaduto e a passagem superior envezada, sendo substituído por uma obra de arte que os ligava. Deixaram de existir dois viadutos para passar a haver apenas um viaduto com o comprimento total de 405,71 m. Após a apreciação do Conselho Superior de Obras Públicas, foi apresentada uma variante ao projecto por parte da empresa construtora Sociedade Metropolitana e Colonial de Construções, Lda. (SOMEK), datada de 5 de Julho de 1956 (SOMEK, 1956).

#### 3.2.1.2 DESCRIÇÃO DO PROJECTO

O viaduto, de comprimento total de 405,71 m, é constituído por tramos de betão pré-esforçado simplesmente apoiados com a seguinte composição: doze tramos de 27,50 m, um tramo, sobre o rio Leça, de 29,50 m, um tramo de transição para a passagem envezada de 17,16 m e uma passagem envezada de 27,20 m (Figura 3.4). Dos quinze tramos, dez estão do lado norte (Leça da Palmeira) e cinco do lado sul (Matosinhos). Os tramos intermédios apoiam-se em pórticos transversais de betão armado, constituídos por cinco pilares, excepto o pórtico envezado de nove pilares e o do triângulo de transição de dois pilares. Cada um dos tramos extremos, norte (EN) e sul (ES), apoia-se num destes pórticos e num encontro de betão armado ou num encontro envezado de betão armado e betão ciclópico, respectivamente.

O perfil transversal do tabuleiro, com a largura total de 28,10 m, comporta duas faixas de rodagem, cada uma com 10,50 m de largura, separadas por uma faixa central de 2,00 m. Do lado nascente há uma faixa para ciclistas e peões com a largura de 3,35 m e do lado poente uma faixa para refúgio com 0,45 m de largura. Marginando as duas faixas de rodagem há duas guias pára-choques e, em cada um dos extremos laterais do viaduto, guardas com 0,35 m e 0,30 m de largura, respectivamente.





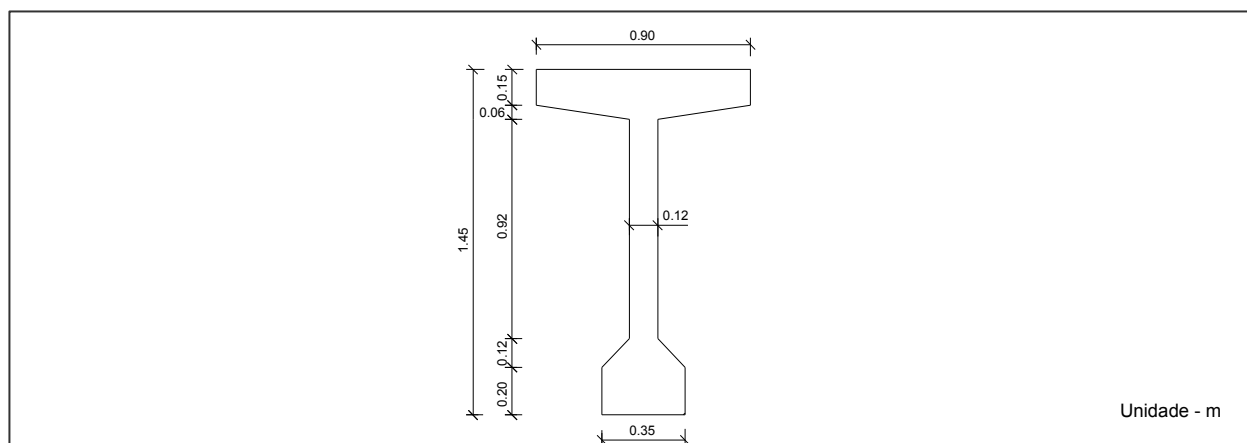


Figura 3.6 – Perfil transversal das longarinas do viaduto da via Rápida.  
Desenhado a partir de (Correia de Araújo et al, 1955).

O tramo de transição é constituído por dezanove longarinas de betão armado moldado *in situ* com secção rectangular de 0,35 m de largura por 1,50 m de altura e, transversalmente, existem, em número e secção iguais, sete carlingas, tal como nos restantes tramos.

O pavimento apoia sobre as longarinas e carlingas por intermédio de uma camada de enchimento de betão. Nas faixas de rodagem e na pista para ciclistas o pavimento é de betão betuminoso com espessura, respectivamente, de 0,05 m e de 0,03 m; o passeio de emergência é de betonilha esquadrelada. A sobreelevação da pista e do passeio é feita com enchimento de betão, armado nos bordos exteriores. As guias e os pára-choques são peças pré-fabricadas de betão e betão armado respectivamente.

Para permitir a livre dilatação longitudinal do viaduto foram seguidas duas modalidades construtivas para os apoios dos pórticos: a primeira, adoptada nos pórticos 4 e 9, consiste em articulações Freyssinet na base dos pilares e apoio fixo, sobre chapa de chumbo, das longarinas sobre os pórticos, a segunda modalidade, adoptada nos restantes pórticos, consiste no encastramento da base dos pilares e apoio das longarinas sobre os pórticos, por intermédio de aparelhos de apoio metálicos com roletes. A ligação de cada uma das longarinas aos pórticos 4 e 9 é efectuada através de chapas de chumbo e por dois varões de aço de diâmetro 3/4".

Os apoios intermédios da estrutura do viaduto são constituídos por pórticos transversais de betão armado formados por pilares e vigas moldados *in situ*. Esses pórticos, simétricos em relação ao eixo da ponte, têm quatro tramos de 6,00 m de vão, prolongando-se as vigas além dos pilares exteriores em consolas de 1,80 m de balanço (Figura 3.7). Apenas nos alinhamentos 3, 10 e 11 existe uma duplicação dos pórticos.

Há dois tipos de pórticos que apenas diferem pela espessura dos seus elementos: a um dos tipos pertencem os dois pórticos que servem de apoio ao tramo sobre o rio Leça, mais espessos, enquanto que o outro inclui os pórticos restantes.

No primeiro tipo, os pilares têm espessura de 1,00 m e a largura de 0,80 m e a viga tem a espessura de 1,10 m e a altura de 1,50 m que, nas consolas, diminui linearmente até 0,50 m. Nos pórticos do segundo tipo, a espessura dos pilares é de 0,80 m e a da viga de 0,90 m. Os pilares têm altura livre de 8,50 m, entre a face inferior da viga e a superfície do terrapleno (Figura 3.7).

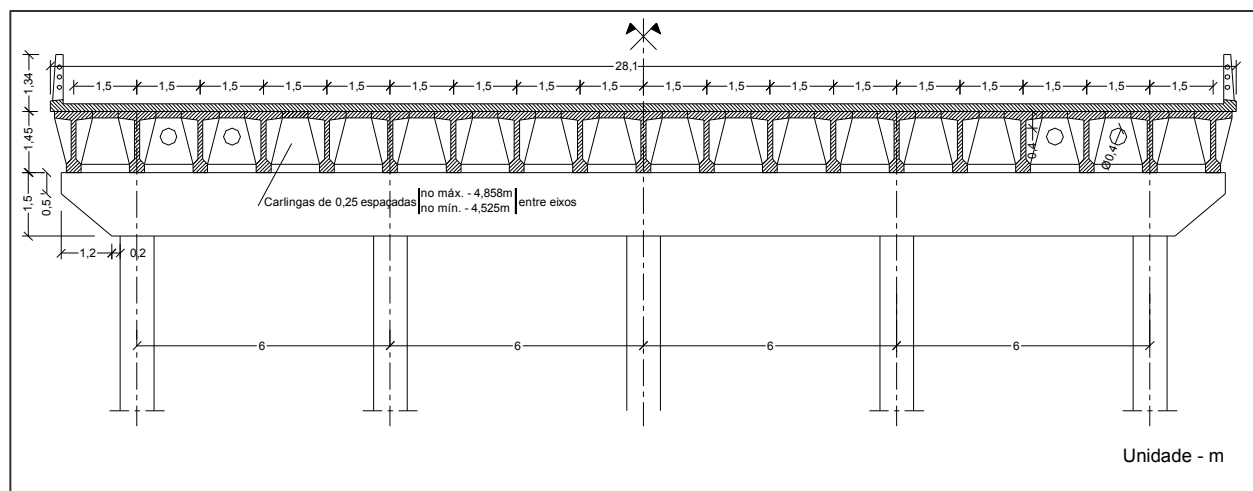


Figura 3.7 – Corte transversal do tabuleiro do viaduto da Via Rápida.  
Desenhado a partir de (Correia de Araújo et al, 1955).

O encontro norte é de betão armado, fundado sobre estacas, enquanto que o encontro sul, enviezado, é de betão armado e betão ciclópico e foi fundado em sapata. Nas faces voltadas às terras são protegidos com uma camada de argamassa de cimento (Figura 3.8).

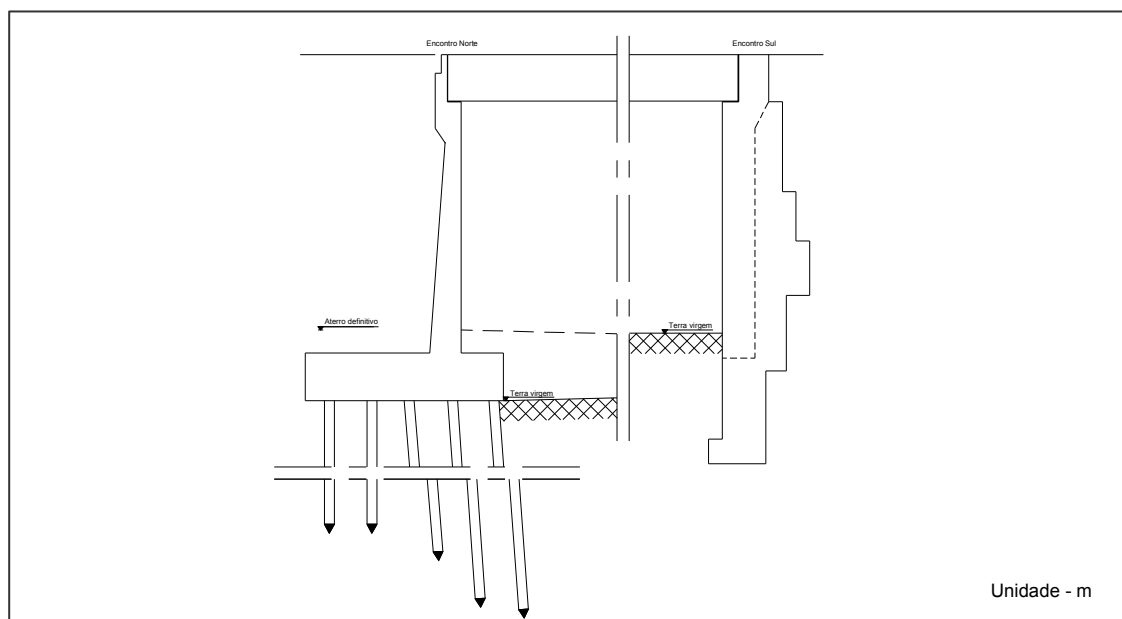


Figura 3.8 – Encontros do viaduto da Via Rápida.  
Desenhado a partir de (Correia de Araújo et al, 1955).

Os pilares dos pórticos 5, 6, 7, 8, 9, 12, 13, 14 e 15 e o encontro norte (EN) são fundados, respectivamente, sobre seis e cento e dezoito estacas de betão armado pré-fabricadas encabeçadas em maciços de betão armado. As estacas são rectangulares, variando as suas dimensões entre 0,36 m por 0,36 m e 0,36 m por 0,44 m. Os pórticos 1, 2, 3 e 4, assim como o encontro sul (ES), são fundados directamente por sapatas constituídas por maciços de betão simples, de forma paralelepípedica, e entre estes e a base dos pilares existem maciços de betão armado semelhantes aos maciços de encabeçamento das estacas dos pórticos com fundação indirecta. As dimensões destes maciços variam

em secção e em altura, consoante a profundidade do firme, sendo as maiores profundidades atingidas do lado poente (Figuras 3.9, 3.10, 3.11 e 3.12).

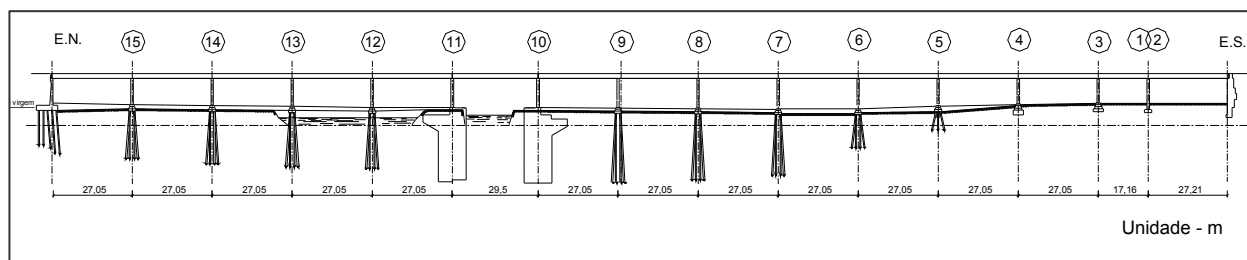


Figura 3.9 – Perfil longitudinal com identificação do tipo de fundação dos pórticos do viaduto da Via Rápida. Desenhado a partir de (Correia de Araújo et al, 1955).

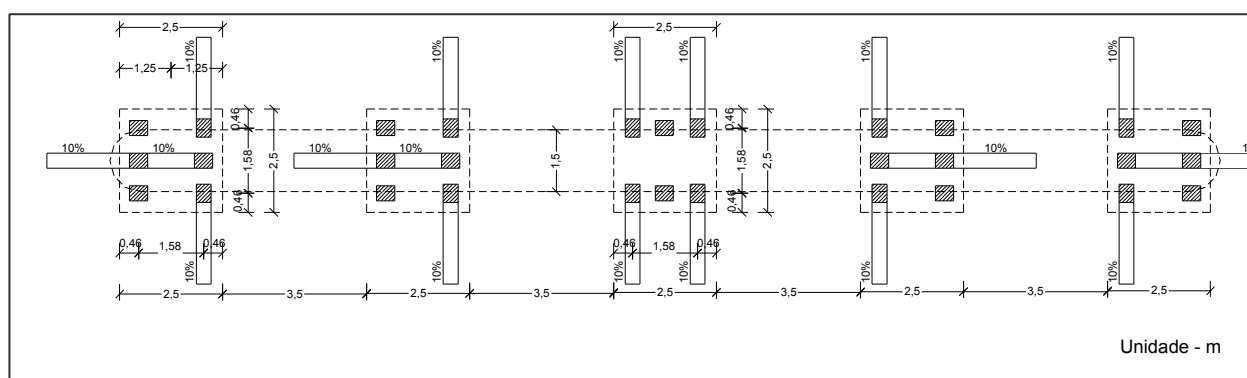


Figura 3.10 – Planta de fundação tipo dos pórticos fundados sobre estacas do viaduto da Via Rápida. Desenhado a partir de (Correia de Araújo et al, 1955).

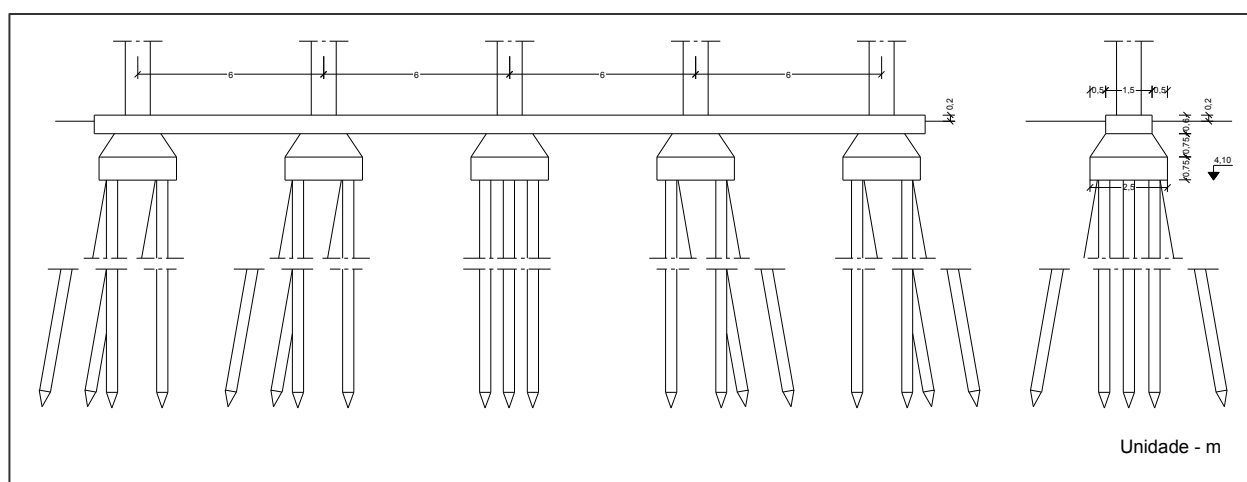


Figura 3.11 – Alçado da fundação dos pórticos fundados sobre estacas do viaduto da via rápida. Desenhado a partir de (Correia de Araújo et al, 1955).

Cada uma das fundações dos pórticos 10 e 11 (Figura 3.13), do tramo sobre o rio Leça, é constituída por três caixões celulares solidarizados por uma viga sapata de betão armado com as dimensões de 1,70 m de base por 2,50 m de altura, que suporta as cargas dos pilares dos pórticos. Cada caixão, com as dimensões exteriores de 9,50 m por 4,50 m, construído em betão armado, é formado por três células e foi afundado pelo emprego de ar comprimido. Das três células, neles existentes, a intermédia com a secção de 1,20 m por 3,50 m, destinou-se a receber as instalações de ar comprimido e a servir de poço de acesso à câmara inferior de trabalho, a qual com a altura livre de 2,50 m possui, em planta,

interiormente, as dimensões de 9,06 m por 4,06 m. As duas células laterais do caixão têm a forma circular, com o diâmetro de 3,50 m. Uma quarta célula, na parte superior do tardo de cada caixão, serviu para aumentar a estabilidade do sistema. Uma vez concluído o enchimento de cada caixão, a câmara inferior de trabalho foi selada com enchimento de betão pozolânico. A célula intermédia foi cheia em seco com betão ciclópico ficando a constituir um muro de suporte para a viga sapata dos pórticos. As células laterais foram cheias com areia, saibro e pedra. A quarta célula, no tardo de cada caixão, foi cheia com enrroncamentos.

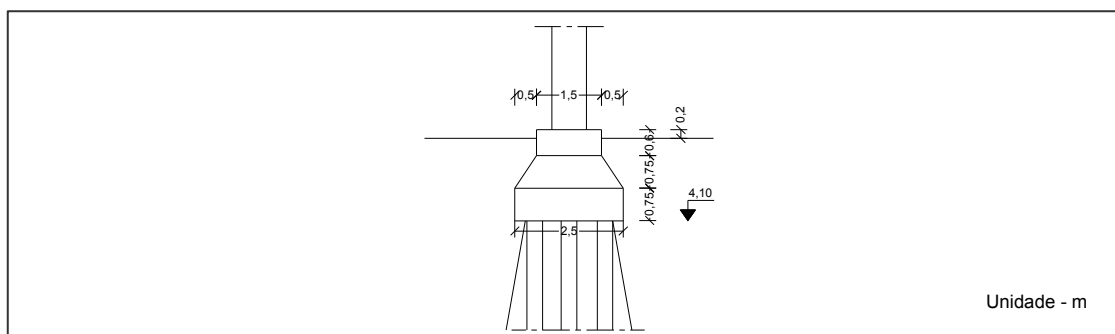


Figura 3.12 – Pormenor do maciço de encabeçamento das estacas do viaduto da via rápida.  
Desenhado a partir de (Correia de Araújo et al, 1955).

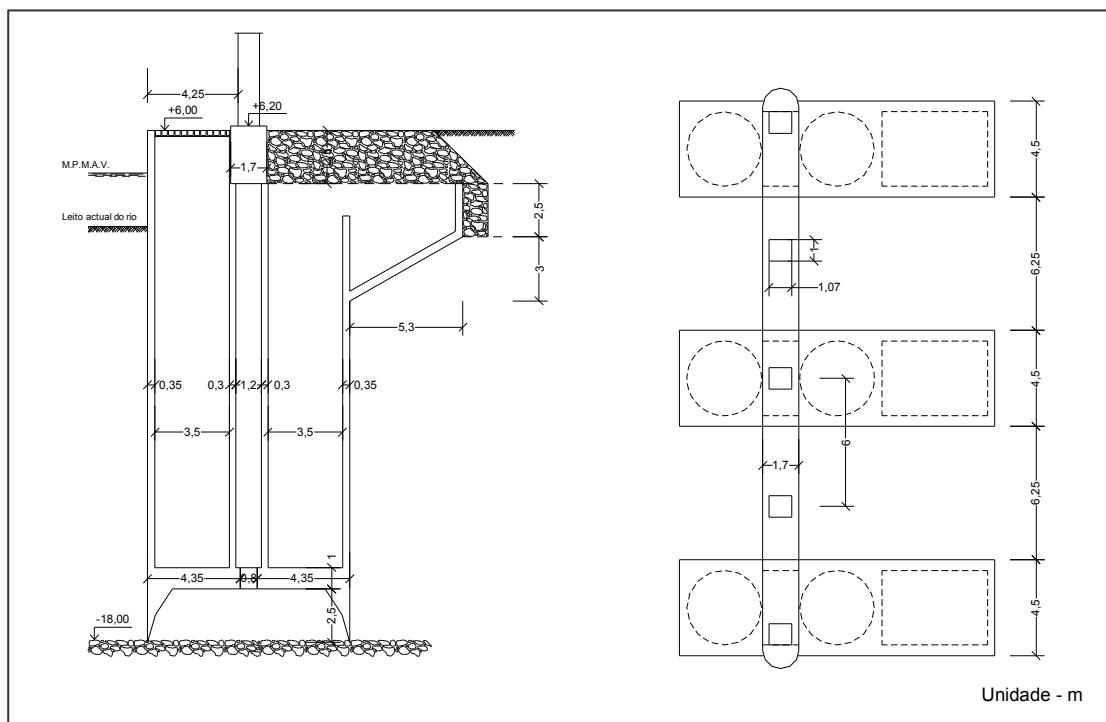


Figura 3.13 – Corte e planta das fundações dos pórticos adjacentes ao rio Leça do viaduto da Via Rápida.  
Desenhado a partir de (Correia de Araújo et al, 1955).

### 3.2.1.3 EXECUÇÃO DA OBRA

A obra, realizada entre 1 de Dezembro de 1956 e 10 de Janeiro de 1961, ficou a cargo da empresa SOMEK, sendo a fiscalização da responsabilidade da APDL.

A fiscalização registou as ocorrências diárias durante toda a obra (APDL, 1956-1961), que juntamente com o estudo da composição dos betões e resultados dos ensaios, servem de base ao capítulo 3.3. Nestas ocorrências está assinalada a utilização de água do rio Leça em algumas

betonagens, da qual existiam suspeitas de ser imprópria para esse uso. Tal facto foi de imediato corrigido.

### 3.2.1.4 ALTERAÇÕES EFECTUADAS

Em 1974 foi lançado um concurso para a alteração das juntas de dilatação. Esta alteração consistiu na substituição das chapas cobre juntas por resinas epoxy e preenchimento das juntas propriamente ditas com perfis apropriados de neoprene. A obra foi adjudicada à SITAL – Sociedade Industrial de Tintas e Anticorrosivos, Lda. e teve início em Outubro de 1974, finalizando em Maio de 1975.

Em 1983, durante as obras de conclusão da Doca nº4 (Figura 3.1), detectaram-se fissuras nas estacas. A fissuração teve provavelmente origem na retirada do aterro, existente sobre as fundações do viaduto, que se localizava no lugar da Doca nº 4 antes desta ser construída. Esta anomalia levou à realização do reforço das fundações dos pilares dos pórticos 5, 6, 7, 8 e 9 a sul do rio Leça e dos pórticos 12, 13, 14 e 15 a norte do rio Leça com novas estacas de 1,00 m de diâmetro (Figuras 3.14, 3.15, 3.16 e 3.17). O projecto do reforço das fundações foi elaborado pela Proman – Centro de Estudos e Projectos, S.A. e a obra foi executada pela Somague S.A. (Proman, 1989).

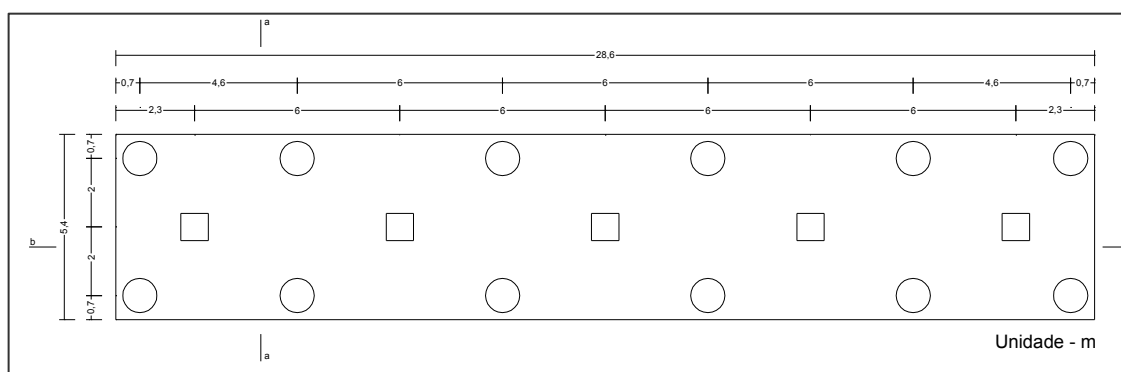


Figura 3.14 – Planta do reforço das fundações dos pórticos 5, 6, 7, 9, 12, 13, 14 e 15. Desenhado a partir de (Proman, 1989).

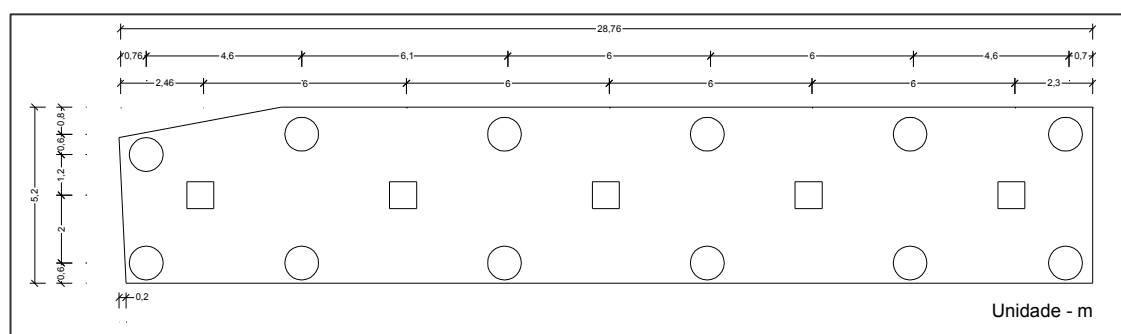


Figura 3.15 – Planta do reforço das fundações do pórtico 8. Desenhado a partir de (Proman, 1989).



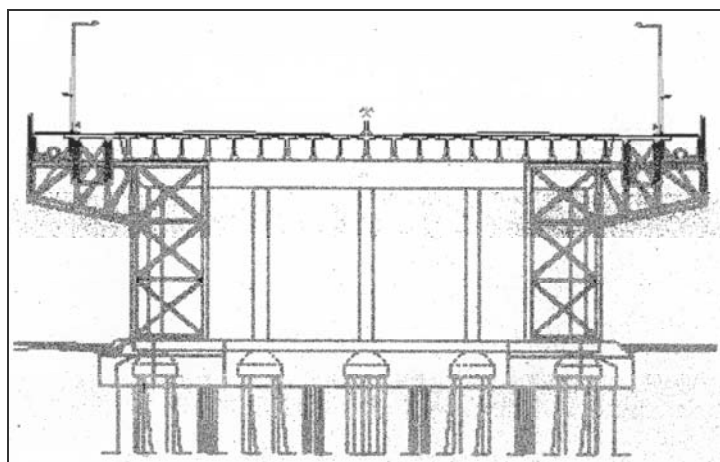


Figura 3.18 – Estrutura de suporte do alargamento do viaduto da Via Rápida (Matos, 2003).

Conjugando a necessidade de alargamento do viaduto com a reparação destas anomalias procedeu-se a uma reabilitação da obra que incidiu na substituição de aparelhos de apoio e juntas de dilatação e reparação dos elementos de betão. O tratamento dos elementos em betão armado e pré-esforçado consistiu na limpeza do betão e armaduras, na pintura das armaduras com tinta epoxy e na reconstrução do betão com uma argamassa de reparação. Estava previsto no projecto de reabilitação que todos os elementos desde as fundações e pórticos até às vigas longitudinais e transversais do tabuleiro seriam intervencionados. Durante a execução da obra apenas se reabilitaram os pórticos, ficando por tratar as fundações, as vigas e laje do tabuleiro. A obra foi executada, entre Maio de 1999 e Maio de 2001, pelas empresas Obrecol e Socometal, ficando a fiscalização a cargo da empresa Geestradas. Nas Figuras 3.19 e 3.20 apresentam-se algumas fotografias da obra antes, durante e após a reparação.

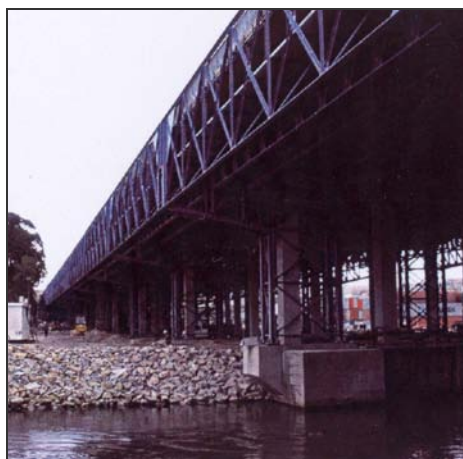


Vista lateral antes da intervenção.



Vista superior durante a execução do alargamento das faixas de rodagem.

Figura 3.19 – Imagens do Viaduto da Via Rápida em 1999 antes e durante a reabilitação (Matos, 2003).



Vista lateral do viaduto e estrutura metálica de reforço para apoio da nova faixa da rodagem.



Vista superior da nova faixa de rodagem, com três vias.

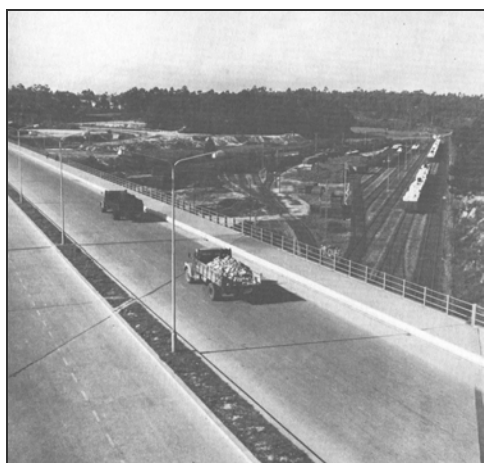


Vista do interior da galeria técnica existente na nova estrutura metálica.

Figura 3.20 – Imagens do Viaduto da Via Rápida em 1999 após a reabilitação (Matos, 2003).

### 3.2.1.5 ESTADO ACTUAL

Decorridos 51 anos desde o início da sua construção (Figura 3.21), e após as intervenções que esta estrutura sofreu a diferentes níveis e por diferentes motivos, referidas anteriormente, e apesar do viaduto, em geral, apresentar, visualmente, um bom estado de conservação, no decorrer de inspecções efectuadas detectaram-se algumas anomalias. Apresentam-se de seguida as deteriorações detectadas na inspecção visual, realizada no âmbito deste trabalho nos diferentes elementos estruturais do viaduto, analisando cada uma delas no capítulo 4.



1966 (APDL, 1966)



2006

Figura 3.21 – Viaduto da Via Rápida no início da sua utilização e actualmente.

#### a) Pórticos em betão armado.

Os pórticos em betão armado, provavelmente em consequência da intervenção que sofreram há sete anos, apresentam bom estado de conservação. O escoamento da água da chuva através das juntas de dilatação é provavelmente o responsável pelo aparecimento de eflorescências esbranquiçadas, amareladas e escuras (Figura 3.22) e colonização biológica (Figura 3.23) nos pórticos de betão armado. Estas manchas aparecem com maior intensidade na zona central dos pórticos. No entanto, o seu estado de conservação é aparentemente bom.





Figura 3.22 – Eflorescências nos pórticos do viaduto da Via Rápida.



Figura 3.23 – Colonização biológica e eflorescências nos pórticos do viaduto da Via Rápida.

#### **b) Longarinas e carlingas em betão pré-esforçado.**

As longarinas e carlingas, que nunca comportaram qualquer intervenção, exibem em geral um bom estado de conservação para a sua idade. Apresentam, apenas em casos pontuais, sinais de corrosão das armaduras com manchas acastanhadas e destacamentos do betão (Figuras 3.24 e 3.25), com maior incidência nas vigas do lado nascente e nos tramos a sul do rio Leça. Aparecem também nas carlingas, nas zonas dos negativos e no banzo inferior das longarinas excrementos de pombas (Figura 3.26).



Figura 3.24 – Manchas acastanhadas nas longarinas do viaduto da Via Rápida.



Figura 3.25 – Destacamento pontual do betão em longarinas do viaduto da Via Rápida.

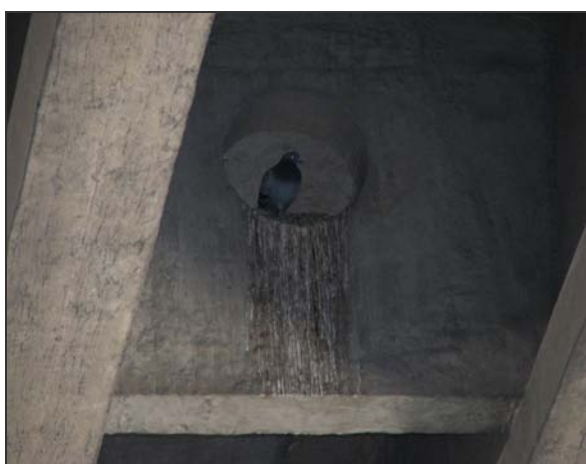


Figura 3.26 – Excrementos de pombos nos negativos das carlingas e no banzo inferior das longarinas do viaduto da Via Rápida.

### c) Laje do tabuleiro em betão armado.

A laje do tabuleiro mostra, em geral, eflorescências esbranquiçadas, escuras (Figuras 3.27) e algumas manchas acastanhadas e destacamentos de betão (Figura 3.28), indiciando alguma corrosão das armaduras.



Figura 3.27 – Eflorescências esbranquiçadas e manchas escuras da laje do viaduto da Via Rápida.





Figura 3.28 – Manchas acastanhadas e destacamentos de betão da laje do tabuleiro do viaduto da Via Rápida.

**d) Caixões da fundação dos pórticos adjacentes ao rio Leça em betão simples.**

O caixão central da fundação do pórtico 11, adjacente ao rio Leça, exibe uma fissuração aleatória, apesar de as fendas ainda não serem de grande abertura (Figura 3.29).



Figura 3.29 – Fissuração dos caixões das fundações dos pórticos adjacentes ao rio Leça do viaduto da Via Rápida.

**e) Encontros**

Os encontros apresentam algumas eflorescências brancas, amareladas e escuras devido provavelmente ao mau escoamento das águas pluviais (Figura 3.30).



Figura 3.30 – Eflorescências e manchas escuras no encontro norte do viaduto da Via Rápida.

### 3.2.2 VIADUTOS DE ACESSO À PONTE MÓVEL

#### 3.2.2.1 INTRODUÇÃO

Os dois viadutos de acesso à ponte móvel, um do lado norte, em Leça da Palmeira, e outro do lado sul, em Matosinhos, fazem a ligação com a estrutura metálica da Ponte Móvel, permitindo a passagem entre Matosinhos e Leça da Palmeira (Figura 3.31). O projecto dos viadutos de acesso à ponte móvel data de 12 de Novembro de 1956 (Correia de Araújo et al, 1956).

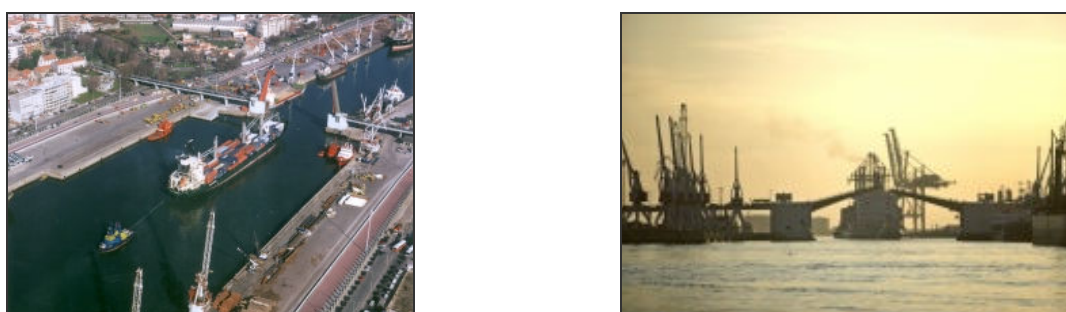


Figura 3.31 - Viadutos de acesso à Ponte Móvel (APDL, 2006).

O primeiro concurso para a execução desta obra, datado de 24 de Dezembro de 1956, foi anulado. Três meses depois foi lançado novo concurso, sendo quatro empresas a apresentar propostas para a execução do projecto oficial. A empresa construtora Ribeiro da Silva, Lda. apresentou três variantes, consistindo a variante que ganhou o concurso na diminuição do número de vigas longitudinais de seis para cinco e, consequentemente, alteração da secção e armaduras de pré-esforço.

No decorrer da obra foi analisada, pela empresa construtora, a água intersticial dos terrenos e da bacia do rio Leça onde iam ser executadas as fundações das paredes-pilares que constituem os apoios n<sup>os</sup> 7, 10, 11, 12 e 13 (Figura 3.32).

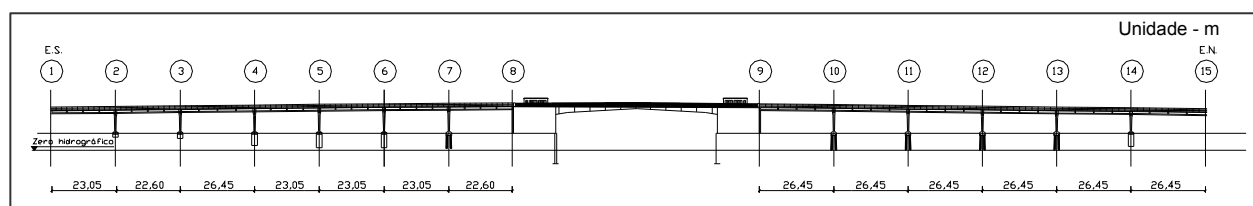


Figura 3.32 – Alçado da Ponte Móvel e respectivos viadutos de acesso.  
Desenhado a partir de (Correia de Araújo et al, 1956).

Esta análise revelou a existência de águas sulfurosas, apresentando-se no Quadro 3.1, a título de exemplo, os resultados de uma análise da água retirada do poço norte à cota -7,0 m e da bacia do rio Leça. A Administração do porto de Leixões recorria, normalmente, à adição de pozolana de Cabo Verde ao cimento portland quando se previa o contacto com águas salinas. Por isso, estudaram-se duas composições para o betão, uma com 350 kg de cimento por m<sup>3</sup> de betão e outra com 245 kg de cimento e 105 kg de pozolana, ambas com os mesmos agregados e percentagem de agregado. Estes provetes foram curados em três tipos de ambientes diferentes: fora de água, imersos na água do poço norte (água que entraria em contacto com as estacas) ou imersos na água da bacia de Leixões (água que possivelmente entraria em contacto com as estacas). O resultado dos ensaios de determinação da resistência aos 7 dias para as duas composições de betão consta do Quadro 3.2. Com base nos valores

obtidos na análise da água e da resistência dos provetes, houve uma alteração da solução de fundação de estacas moldadas no terreno, definida na variante ao projecto, para uma solução de estacas pré-fabricadas de betão armado. Este betão é um betão fabricado com cimento aluminoso, também designado por cimento fundido, e com uma brita quartzítica.

Quadro 3.1 – Resultados da análise à água no porto de Leixões.

	Água retirada do poço norte à cota -7,0	Água retirada da bacia de Leixões
Dureza total mg/l de $\text{CaCO}_3$	5600,0 mg/l	1370,0 mg/l
Resíduo seco a 150°C	38318,0 mg/l	7203,5 mg/l
Oxibilidade	15,1 mg/l	27,9 mg/l
Cloretos ( $\text{Cl}^-$ )	16633,0 mg/l	387,1 mg/l
Sulfatos ( $\text{SO}_4$ )	2218,5 mg/l	317,0 mg/l
Sulfuretos ( $\text{S}^-$ )	-	40,0 mg/l (por defeito)
Óleos	Ensaio negativo	Ensaio positivo
pH	7,2	8,2

Quadro 3.2 – Resultados do ensaio dos provetes.

Tipos de betão	Tensões de rotura dos provetes aos 7 dias (MPa)		
	Cubos testemunha com presa fora de água	Cubos mergulhados 6 dias à cota -8,0 na água do poço norte	Cubos mergulhados 6 dias em água da bacia de Leixões
350kg de cimento sem pozolana	33,5	23,7	19,8
245kg de cimento com 105kg de pozolana	18,2	10,1	11,7

### 3.2.2.2 DESCRIÇÃO DO PROJECTO

Segundo o projecto original, (Correia de Araújo et al., 1956), o viaduto de acesso do lado de Matosinhos (sul), de comprimento total de 164,75 m, é constituído por sete tramos (Figura 3.34) e, o do lado de Leça (norte), com o comprimento total de 158,70 m, por seis (Figura 3.34). Os viadutos sobem em rampas de inclinação 1% para a ponte móvel e, em planta, desenvolvem-se em alinhamentos rectos a partir de cada encontro, ligados por curvas de grande raio (333 m do lado de Matosinhos e 1250 m do lado de Leça da Palmeira) (Figura 3.33).

O tabuleiro é uma estrutura constituída, em cada tramo, por cinco vigas longitudinais rectilíneas de betão pré-esforçado, colocadas lado a lado e solidarizadas transversalmente por intermédio de carlingas de betão pré-esforçado. (Figura 3.34).

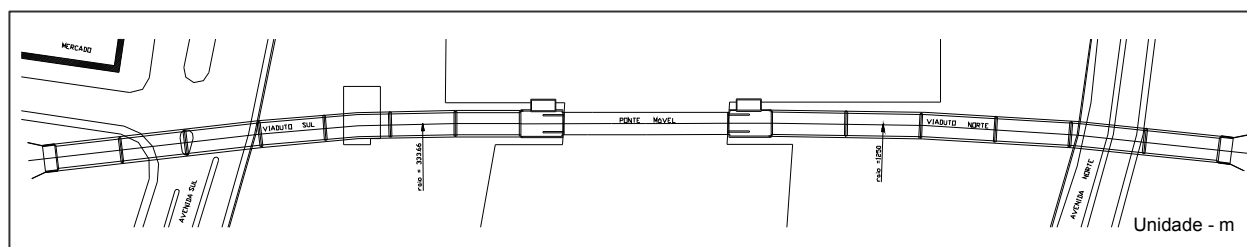


Figura 3.33 - Planta dos viadutos de acesso à Ponte Móvel.  
Desenhado a partir de (Correia de Araújo et al, 1956).

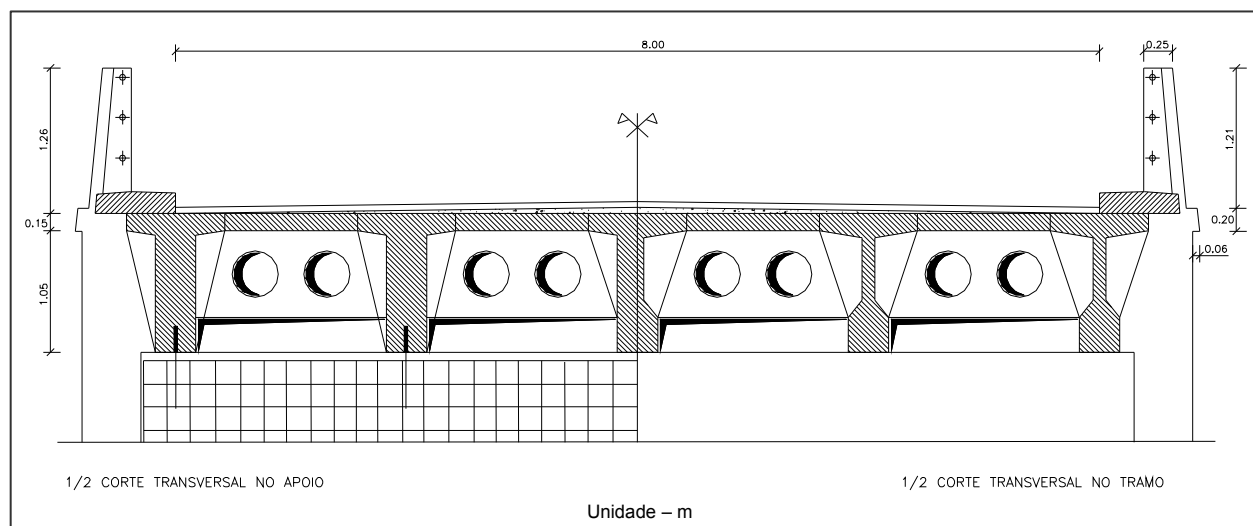


Figura 3.34 – Secção transversal do tabuleiro dos viadutos de acesso à Ponte Móvel.  
Desenhado a partir de (Ribeiro da Silva, 1957).

As vigas longitudinais estão espaçadas de 2,03 m e as carlingas em número de cinco (três a meio vão e duas nos apoios), são equidistantes entre eixos. A secção das vigas longitudinais, a meio vão, é em I, de banzos desiguais, e altura total de 1,20 m. Tem o banzo superior com 0,85 m de largura e 0,15 m de espessura, o banzo inferior com 0,35 m de largura e 0,30 m de espessura e a alma com 0,11 m de espessura (Figura 3.35). Nos apoios a secção das longarinas sofre um alargamento, passando a ser em forma de T, mantendo a altura e as dimensões do banzo superior e desaparecendo o banzo inferior, dando origem a uma alma de espessura 0,35 m, (Figura 3.35). A secção das vigas transversais, de altura 0,75 m, é rectangular, tendo as três carlingas entre pilares uma largura de 0,20 m e as duas, localizadas sobre os pilares, uma largura de 0,40 m.

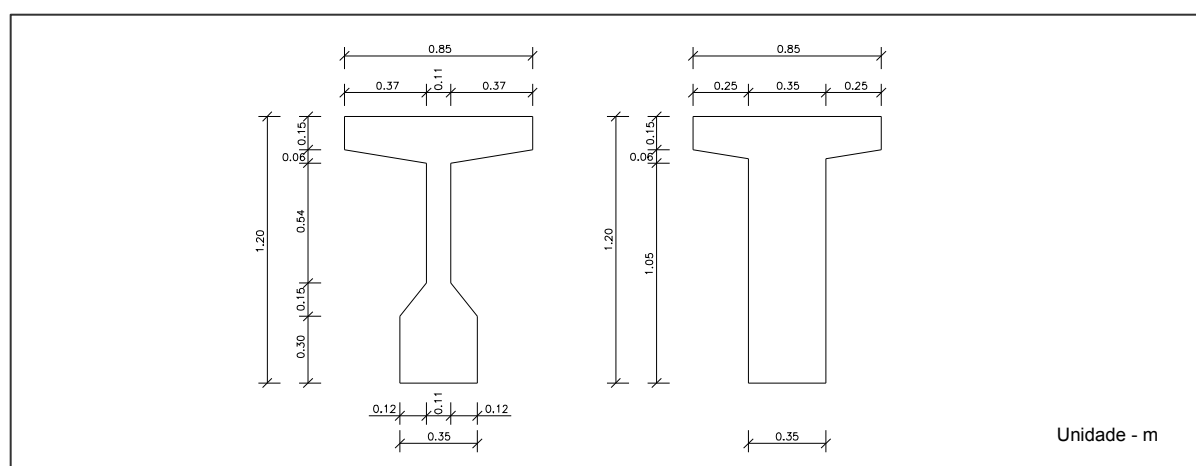


Figura 3.35 – Dimensões das longarinas a meio vão e nos apoios dos viadutos de acesso à Ponte Móvel.  
Desenhado a partir de (Ribeiro da Silva, 1957).

O pavimento dos acessos é constituído por uma camada de betão betuminoso de 0,05 m de espessura, assente na estrutura resistente do tabuleiro por intermédio de uma camada de betão de enchimento. O pavimento é contínuo em toda a largura de 8,00 m da faixa de rodagem e o passeio, de 2,00 m de largura, é separado da faixa de rodagem por guardas de ferro galvanizado desmontáveis. A suportar estas guardas existem uns prumos formados por tubos também de ferro galvanizado. Lateralmente, a faixa de rodagem é limitada por guias guarda-rodas de betão, dispostas em curva, tanto

interior como exteriormente. As guardas exteriores são formadas por tubos metálicos, com a altura de 1,00 m e são dotadas de prumos de betão armado afastados de 2,17 m.

As juntas de separação dos tramos são protegidas superiormente com chapas metálicas. Também existem juntas nas guardas, em correspondência com as juntas de separação dos tramos, obtidas por duplicação dos prumos de apoio.

Os tramos do viaduto são simplesmente apoiados em elementos que variam consoante a sua localização. Os tramos extremos apoiam em encontros de betão armado e paredes-pilar, os tramos adjacentes à Ponte Móvel apoiam em paredes pêndulo e paredes-pilar e os tramos intermédios apoiam em paredes-pilar. É sobre estes elementos que se apoiam as vigas do tabuleiro através de chapas de chumbo, em toda a largura da viga (0,35 m) e na extensão de 0,10 m, e de ferrolhos de diâmetro de 3/4" (Figura 3.34).

As paredes-pilar têm largura e espessura linearmente crescente de baixo para cima, acabando superiormente em consola. A sua altura total varia desde 7,00 m a cerca de 9,00 m. Inferiormente, têm as dimensões de 3,00x0,45 m<sup>2</sup> e superiormente, sob as consolas, 5,00x0,70 m<sup>2</sup> (Figura 3.36). As consolas têm o balanço de 1,85m, altura, variando desde 0,45 m a 1,30 m e espessura, variando desde 0,70 m a 1,00 m.

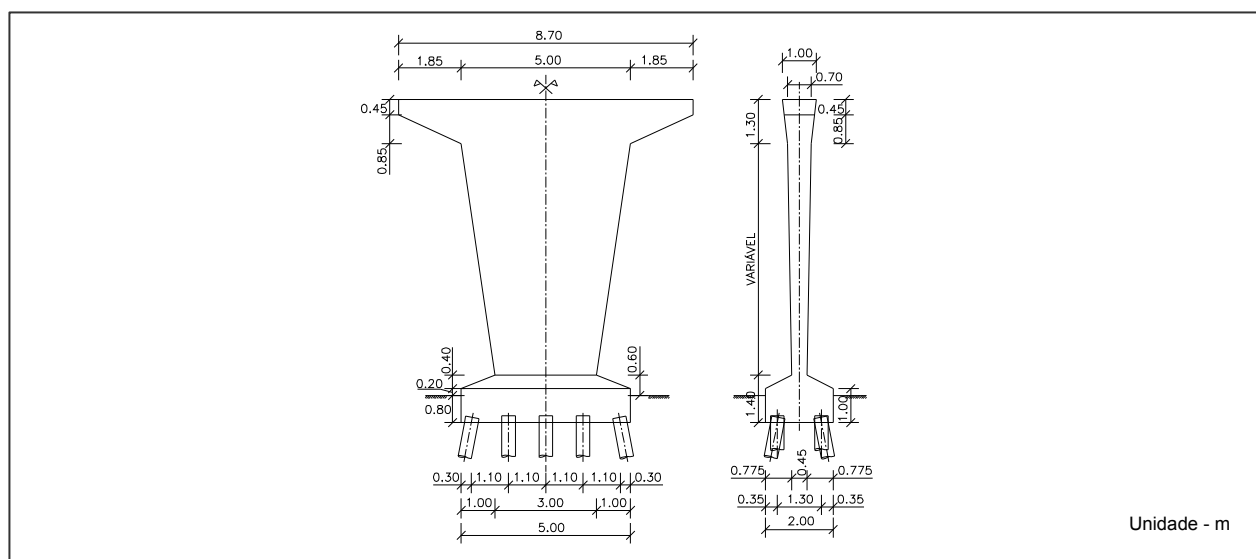


Figura 3.36 – Alçados frontal e lateral das paredes-pilar dos viadutos de acesso à Ponte Móvel. Desenhado a partir de (Correia de Araújo et al, 1956).

Os encontros são constituídos por caixas de betão fracamente armado, formadas por muros cheios de pedra arrumada ou alvenaria de pedra seca, proveniente das escavações e das demolições dos edifícios expropriados (Figuras 3.37 e 3.38). Esses encontros estão apoiados directamente no terreno de fundação que é constituído por saibro duro.





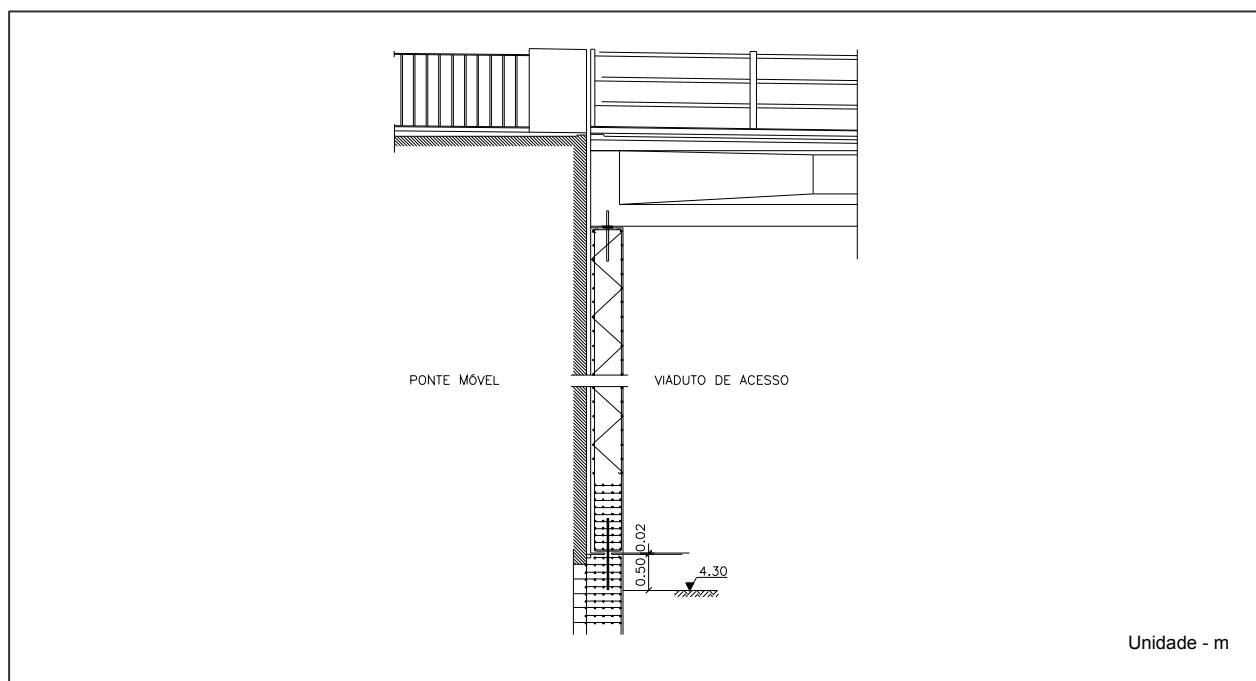


Figura 3.39 – Parede pêndulo dos viadutos de acesso à Ponte Móvel – Corte pelo eixo.  
Desenhado a partir de (Correia de Araújo et al, 1956).

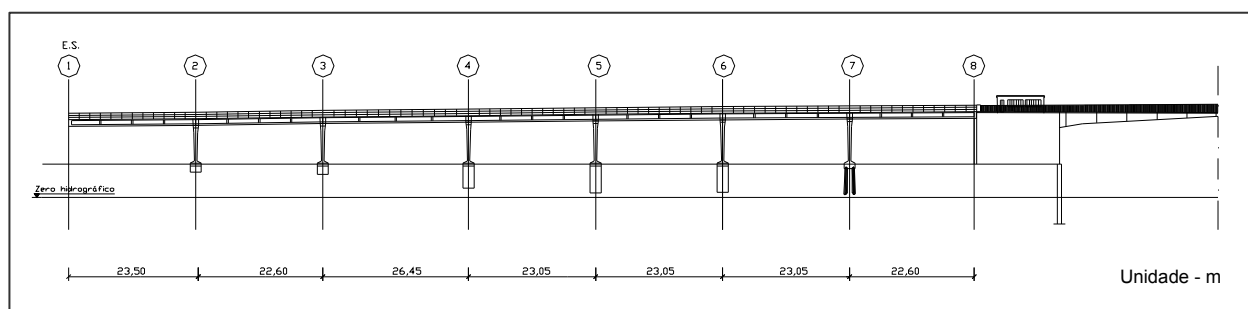


Figura 3.40 – Tipo de fundação do viaduto sul de acesso à Ponte Móvel.  
Desenhado a partir de (Correia de Araújo et al, 1956).

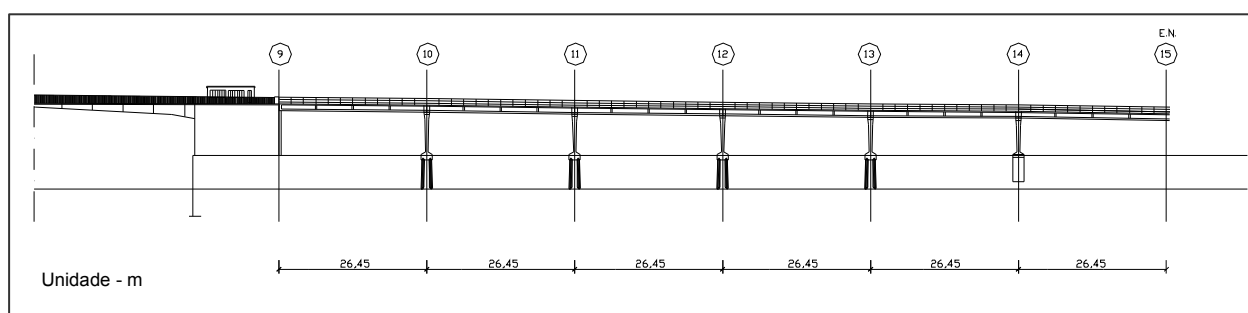


Figura 3.41 – Tipo de fundação do viaduto norte de acesso à Ponte Móvel.  
Desenhado a partir de (Correia de Araújo et al, 1956).

### 3.2.2.3 EXECUÇÃO DA OBRA

A obra, a cargo da empresa Ribeiro da Silva, Lda., teve início a 2 de Dezembro de 1957 e finalizou a 31 de Outubro de 1960. O trabalho referente à execução das fundações foi efectuada por subempreitada pela empresa Sociedade Metropolitana e Colonial de Construções, Lda. (SOMECE). A fiscalização foi da responsabilidade da APDL.

A fiscalização registou as ocorrências diárias durante toda a obra não tendo sido registado qualquer acontecimento invulgar ou anormal (APDL, 1957-1960). Estes registos da fiscalização, juntamente com o estudo da composição dos betões e resultados dos ensaios, servem de base ao capítulo 3.3.

#### **3.2.2.4 ALTERAÇÕES EFECTUADAS**

Aquando da abertura ao trânsito automóvel, a 20 de Outubro de 1961, começaram logo a produzir-se transgressões às normas regulamentares, devidamente assinaladas, quer quanto a velocidades quer quanto ao tipo e peso de veículos. Por força destas transgressões, vinha-se a produzir uma progressiva deterioração dos vários órgãos da ponte, traduzindo-se por deformações excessivas do tabuleiro e acentuados desgastes no sistema de ligação dos tramos (ferrolhos), nas engrenagens e cavilhas dos segmentos de rolamento e nas cremalheiras em que aquelas engatam, nos calços de nivelamento dos tabuleiros e outros mecanismos de movimentação dos tramos. Era esta a situação, a 17 de Janeiro de 1973, quando foi feita uma inspecção à ponte móvel e respectivos viadutos de acesso, em consequência de um acidente provocado por um navio, no dia 16 do mesmo mês, que danificou uma viga do tramo norte. A 27 de Dezembro de 1974, foi efectuado um contrato com a SOREFAME para substituição da viga danificada por uma com características iguais, tendo sido também limitado o trânsito a veículos de três toneladas e a velocidade a 20km/h.

Em 1989 tornou-se evidente que esta obra, com cerca de 30 anos, necessitava de trabalhos de reabilitação nos pilares e nas vigas, ao nível dos apoios das vigas dos tabuleiros, nas juntas de dilatação, no pavimento em betão betuminoso do tabuleiro e ao nível da rede de drenagem de águas pluviais (Figura 3.42) (GEG, 1990). Constatou-se que as avarias mais graves nas vigas se localizavam predominantemente no viaduto norte. O projecto de reabilitação dos viadutos de acesso à Ponte Móvel foi elaborado pelo Gabinete de Estruturas e Geotecnia (GEG) (GEG, 1990) e a obra principiou a 20 de Maio de 1991, terminando a 22 de Janeiro de 1993. Durante a fase de projecto, foram efectuadas visitas de inspecção aos viadutos e registadas em fotografia as avarias supracitadas. Não foram efectuados ensaios de caracterização dos betões, sendo no entrando acordado entre o GEG e a APDL que, durante a execução da obra, fossem retiradas carotes para caracterização mecânica dos betões para analisar da segurança da obra (GEG, 1990).

Inicialmente, a reparação ficou a cargo da empresa EIVIL – Estudos e Construções, Lda., que efectuou cerca de metade dos trabalhos (entre Maio de 1991 e Abril de 1992). Após a rescisão do contrato com esta empresa, a obra esteve parada (entre Abril e Julho de 1992). Posteriormente, foram executados alguns trabalhos por parte de pessoal da APDL (entre Julho e Outubro de 1992). Finalmente, os trabalhos de reparação foram terminados pela Sociedade de Empreitadas Moniz da Maia & Vaz Guedes Lda. (SOMAGUE) (entre Outubro de 1992 e Janeiro de 1993). A obra de reabilitação consistiu na substituição dos aparelhos de apoio, reconstituição do betão destacado no topo das vigas e paredes-pilar, após remoção da camada superficial de betão e tratamento anti-corrosivo das armaduras afectadas, enchimento das fissuras longitudinais das vigas, reparação das avarias nas bordaduras e consolas, execução de pintura de vigas, paredes-pilar e encontros e substituição integral das juntas de pavimento (Figura 3.43).



Juntas de pavimento



Apoios das longarinas

Figura 3.42 – Imagens dos Viadutos de Acesso à Ponte Móvel em 1990 antes da reabilitação (Matos, 2003).



Vista geral lateral



Vigas e paredes-pilar

Figura 3.43 – Imagens dos Viadutos de Acesso à Ponte Móvel em 1990 antes da reabilitação (Matos, 2003).

### 3.2.2.5 ESTADO ACTUAL

Actualmente, decorridos 50 anos desde o início da sua construção, a ponte móvel está desadaptada quer ao tráfego rodoviário quer ao movimento portuário, que desde então aumentaram muito, obrigando a aberturas frequentes que acabam por dificultar o dia a dia da cidade. Para fazer face a este problema, foi elaborado pela Proman – Centro de Estudos e Projectos, S.A. um projecto de substituição da actual Ponte Móvel por uma estrutura mais ligeira, dotada de um moderno sistema hidráulico, que possibilita a sua abertura e fecho com maior rapidez. Este projecto inclui a demolição de três tramos adjacentes aos maciços de apoio da Ponte Móvel (Proman, 2004), passando a nova ponte a ter um vão de 77,5 m em vez dos actuais 58 m (Figura 3.44). A obra foi adjudicada, em Março de 2006, às empresas Mota-Engil e Companhia Portuguesa de Trabalhos Portuários e Construções, S.A. (CTPT).

Os tramos do viaduto a manter foram inspeccionados de maneira a verificar o seu estado de conservação, dezasseis anos após uma primeira intervenção. Esta inspecção, levada a cabo pela empresa Oz (2004), em vigas e lajes do tabuleiro, pilares, maciços de apoio e estacas de fundação, muros de suporte dos encontros e caixotão norte da fundação da ponte móvel, incluiu a realização de ensaios de detecção de armaduras e medição da espessura de recobrimento com um pacómetro, determinação da profundidade de carbonatação do betão, recorrendo ao teste da fenolftaleína, e do teor de cloretos na massa de betão, com recolha de pó a três profundidades, e análise em laboratório com o

equipamento “RCT – Rapid Chloride Test (Type RCT-87-2)”. O relatório da inspecção concluiu, com base nos resultados dos ensaios realizados, que a espessura de recobrimento em vigas e lajes é inferior ao mínimo regulamentar de 30mm, tendo sido detectadas espessuras médias nos pilares de 59 mm, nas vigas de 26 mm e na laje de 27 mm. Concluiu também que a profundidade da frente de carbonatação é reduzida, tendo sido encontrados os valores mais elevados em vigas e lajes do tabuleiro, e que os teores de cloretos, ao nível das armaduras, são superiores aos limites indicados na norma NP-ENV 206 (1996) de 0,4% por massa de cimento.

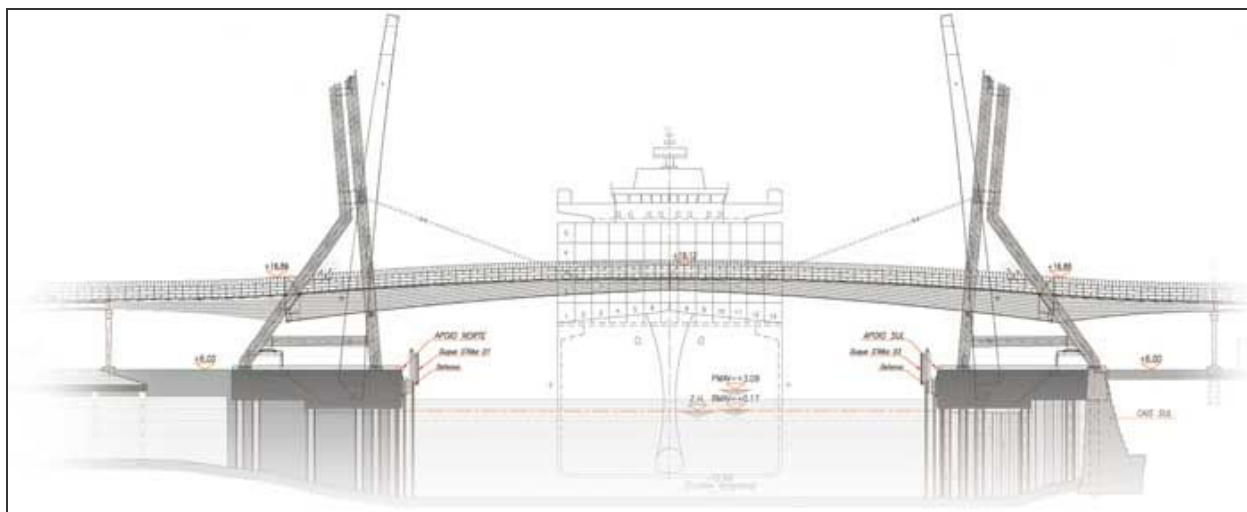


Figura 3.44 – Nova Ponte Móvel de Leixões (Mota-Engil, 2006).

O projecto da nova Ponte Móvel realizado pela Proman (2004) prevê como tratamento dos elementos em betão armado e pré-esforçado, a limpeza do betão e armaduras, e reconstrução dos elementos de betão com uma argamassa ou com betão projectado, consoante a profundidade de demolição de betão degradado. Atendendo ao ambiente marítimo bastante agressivo, a Proman (2004) pretende que os elementos de betão armado fiquem, em geral, com uma espessura de recobrimento não inferior a 30mm.

De acordo com a norma NP-EN 206 (2005) a classe de exposição das vigas e pilares dos viadutos é a classe XS1. Tendo em conta que se trata de uma reparação, considera-se satisfatório enquadrá-la na classe estrutural S3, a de menor exigência em relação à durabilidade, definida na norma EN 1992-1-1 (2004). Para estas classes, o recobrimento mínimo é de 40mm nos elementos de betão pré-esforçado e 35mm nos elementos de betão armado. Os valores de recobrimento detectados pela Oz nas vigas e lajes, assim como os previstos para a reparação pela Proman, são bastante inferiores aos definidos na norma EN 1992-1-1 (2004).

A partir dos valores da percentagem de cloretos na massa de betão, obtidos através do equipamento “RCT – Rapid Chloride Test (Type RCT-87-2)”, e da razão entre o peso do betão e a quantidade de cimento dos diferentes betões, foi determinado o teor de cloretos na massa de cimento. No relatório de inspecção (Oz, 2004) admitiu-se como quantidade de cimento um valor de  $300 \text{ kg/m}^3$  de betão para todos os elementos estruturais o que leva, a que os resultados deste ensaio sejam discutíveis uma vez que, a quantidade de cimento por  $\text{m}^3$  de betão nas vigas e laje do tabuleiro é de  $400 \text{ kg/m}^3$ , conduzindo a valores mais baixos de teores de cloretos na massa de cimento nestes elementos estruturais. A

consideração de 300 kg de cimento por m<sup>3</sup> de betão traduz-se em resultados 25% acima do real. Em relação às paredes-pilar, os resultados de teor de cloretos obtidos na massa de cimento são mais fiáveis já que a quantidade de cimento aplicada na execução da obra corresponde aos 300 kg/m<sup>3</sup> de betão. Além disso, os valores obtidos pela Oz foram comparados com um limite de teor de cloretos para betão armado, que segundo a norma NP-EN 206 (2005), refere-se ao máximo teor de cloretos na massa de cimento que os compostos de betão podem conter. Este limite é muito inferior ao que poderá provocar um ataque por cloretos. Costa (1997) refere os dois quadros que se apresentam de seguida (Quadros 3.3 e 3.4), um de Browne (1980) e o outro Bre Digest (1982), sendo o primeiro mais permissivo.

Quadro 3.3 – Risco de corrosão em betão não carbonatado (Browne, 1980).

Teor em cloretos % de Cl <sup>-</sup> (peso de cimento)	Possibilidade de corrosão
< 0,4	Desprezável
0,4 – 1,0	Possível
1,0 – 2,0	Provável
> 2,0	Certa

Quadro 3.4 – Risco de corrosão (Bre Digest, 1982).

Teor em cloretos % de Cl <sup>-</sup> (peso de cimento)	Profundidade de carbonatação	Possibilidade de corrosão
Baixo (< 0,4)	Menor que o recobrimento	Baixo risco de corrosão em todas as condições de exposição
	Maior que o recobrimento	Moderado risco de corrosão em condições húmidas
Médio (0,4 – 1,0)	Menor que o recobrimento	Moderado risco de corrosão em condições húmidas
	Maior que o recobrimento	Elevado risco de corrosão agravado em condições húmidas e por betão de má qualidade
Alto (>1,0)	Menor que o recobrimento	Elevado risco de corrosão agravado em condições húmidas e por betão de má qualidade
	Maior que o recobrimento	Elevado risco de corrosão agravado em condições húmidas e por betão de má qualidade

Também, foram recentemente realizadas inspecções mais detalhadas ao estado das vigas pela APDL e pela empresa construtora. Segundo informações da APDL, alguns destes elementos já não têm bainha de pré-esforço, tendo, numa das vigas, o próprio cabo partido. Isto é um indicador do estado avançado de corrosão das armaduras. Relativamente às manchas de corrosão encontradas em grande quantidade nas vigas, que pelo seu aspecto indiciava uma corrosão por picadas imputável à penetração de cloretos, descobriu-se, durante estas inspecções, que estes provêm da corrosão dos arames de fixação das armaduras, provavelmente devido à pequena espessura de recobrimento.

No decorrer das inspecções visuais efectuadas, no âmbito desta tese, detectaram-se algumas anomalias, coerentes com o relatório da Oz, Lda. As paredes-pilar e as paredes-pêndulo em betão armado, apresentam visualmente bom estado de conservação provavelmente devido à intervenção de há dezasseis anos. As vigas e lajes do tabuleiro apresentam sinais de corrosão das armaduras com destacamento do betão. Tal como em 1990 as avarias ocorrem com maior intensidade do viaduto norte. Apresentam-se de seguida as deteriorações detectadas na inspecção visual, realizada no âmbito deste trabalho nos diferentes elementos estruturais do viaduto, analisando cada uma delas no capítulo 4.

**a) Paredes-pilar e paredes-pêndulo em betão armado.**

Estes elementos estruturais exibem algumas manchas escuras devido ao mau escoamento das águas pluviais (Figuras 3.45 e 3.46). Estas manchas são mais acentuadas nas consolas das paredes-pilar. Algumas paredes pilares exibem na sua base esboroamentos do betão, devido provavelmente à colisão de veículos (Figura 3.47). Foram detectados, na base de uma parede-pilar, destacamentos de betão (Figura 3.48) devido provavelmente à corrosão das armaduras. Esta parede-pilar encontra-se próxima da Via de Cintura Portuária (via assinalada a vermelho na Figura 3.1) e está revestida com uma argamassa de espessura variável sobre a qual se encontra um barramento amarelo e preto. Não se dispõem de elementos para saber quando estes pilares foram revestidos. No entanto, em geral, estes elementos apresentam, visualmente, um bom estado de conservação.



Figura 3.45 – Manchas escuras nas paredes pilares dos viadutos de acesso à Ponte Móvel.



Figura 3.46 – Manchas nas paredes-pêndulo dos viadutos de acesso à Ponte Móvel.

**b) Vigas longitudinais e laje do tabuleiro.**

As vigas longitudinais e lajes do tabuleiro apresentam sinais evidentes de corrosão das armaduras, manifestada por manchas acastanhadas (Figura 3.49), fissuração (Figura 3.50) e destacamentos do betão (Figura 3.51). Apresentam também algumas eflorescências esbranquiçadas (Figura 3.52).





Figura 3.47 – Esboroamentos na base das paredes-pilar dos viadutos de acesso à Ponte Móvel.

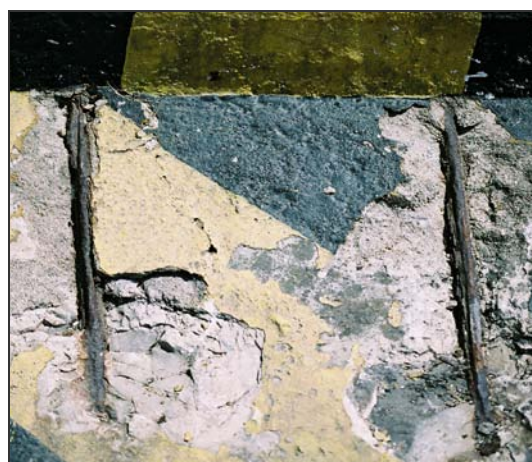


Figura 3.48 – Destacamentos de betão na base da parede-pilar nº 5 dos viadutos de acesso à Ponte Móvel.



Figura 3.49 – Manchas acastanhadas nas longarinas e na laje do tabuleiro dos viadutos de acesso à Ponte Móvel.



Figura 3.50 – Fissuração ao longo da armadura das longarinas dos viadutos de acesso à Ponte Móvel.



Figura 3.51 – Destacamento do betão nas longarinas.



Figura 3.52 – Eflorescências esbranquiçadas na transição entre a laje e a longarina.

### c) Vigas transversais.

Nestes elementos estruturais, nas zonas dos negativos, observou-se a existência de excrementos de pombas (Figura 3.53).





Figura 3.53 – Excrementos de pombas nos negativos das carlingas dos viadutos de acesso à ponte Móvel.

### 3.2.3 VIADUTO DO TERMINAL DE PETROLEIROS DE LEIXÕES

#### 3.2.3.1 INTRODUÇÃO

O Terminal de Petroleiros de Leixões é uma estrutura construída sobre o quebra-mar submerso, com 700 m de comprimento e uma altura de 15 m acima do nível do mar, servindo também de protecção à entrada do porto. Este terminal, concessionado à Petrogal – Petróleos de Portugal, SA, permite a ligação, por intermédio de oleodutos, dos granéis líquidos transportados pelos petroleiros, que chegam ao porto de Leixões, à refinaria da Petrogal situada no cabo do mundo. No âmbito deste trabalho, apenas se estudou a estrutura do viaduto do Terminal de Petroleiros (Figura 3.54).

O viaduto do Terminal de Petroleiros (Figuras 3.54 e 3.55) tem cerca de 400 m de comprimento e dois postos de acostagem B e C, com fundos de 14 m, que efectuem a ligação dos petroleiros aos oleodutos. É constituído por uma estrutura porticada de tubulões e vigas, que apoia em dois maciços de betão com cofragem de estacas-prancha, e que suporta os oleodutos e uma laje vigada onde assenta um viaduto que permite o acesso de automóvel aos postos de acostagem.

O projecto do viaduto do Terminal de Petroleiros data de Novembro de 1966 e foi elaborado pela ENARCO – Gabinete de Engenharia e Arquitectura, Lda. (ENARCO, 1966).

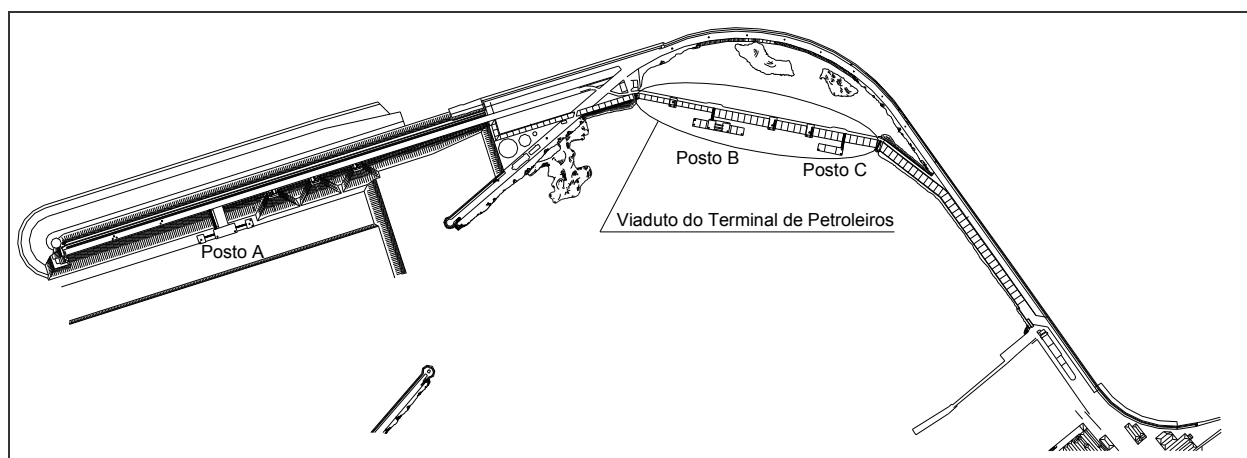


Figura 3.54 – Planta geral do Terminal de Petroleiros

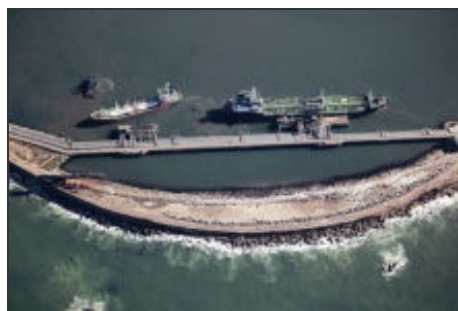
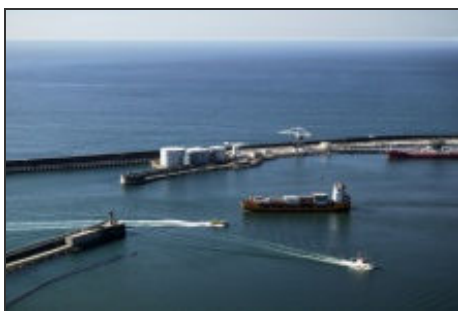


Figura 3.55 – Localização do viaduto do Terminal de Petroleiros

### 3.2.3.2 DESCRIÇÃO DO PROJECTO

O viaduto tem o comprimento total de 380 m e a largura de 4,5 m, alargando para 7,7 m nos postos B e C (Figuras 3.56, 3.57 e 3.58), sendo o viaduto formado por dois tipos de estruturas a diferentes níveis. A um nível inferior, a estrutura é composta por pórticos e dividida em dois tipos de troços independentes, uns apoiam em maciços constituídos por caixões em betão armado intercalados na estrutura e, outros apoiam num destes caixões e num maciço de betão com cofragem de estacas-prancha (Figura 3.57). Esta estrutura porticada (estrutura inferior) é formada por um conjunto de duas ou três vigas longitudinais, consoante a largura do viaduto, travadas por vigas transversais, apoiadas nos extremos nos maciços e caixões e com apoios intermédios sobre tubulões. Sobre a estrutura inferior existe, a um segundo nível, uma outra estrutura (estrutura superior), formada por três ou cinco vigas longitudinais, consoante a largura do viaduto, solidarizadas por intermédio de uma laje, constituída por trinta e três tramos simplesmente apoiados de 10,00 m de vão (Figuras 3.57 e 3.58).

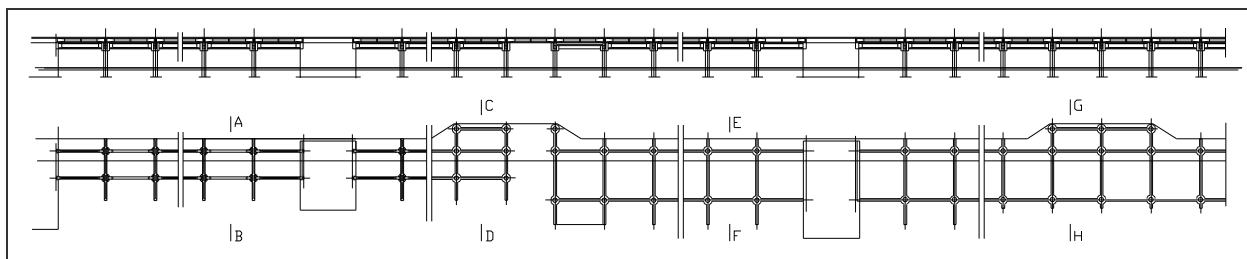


Figura 3.56 – Alçado e planta da estrutura inferior do viaduto do Terminal de Petroleiros. Desenhado a partir de (ENARCO, 1966).

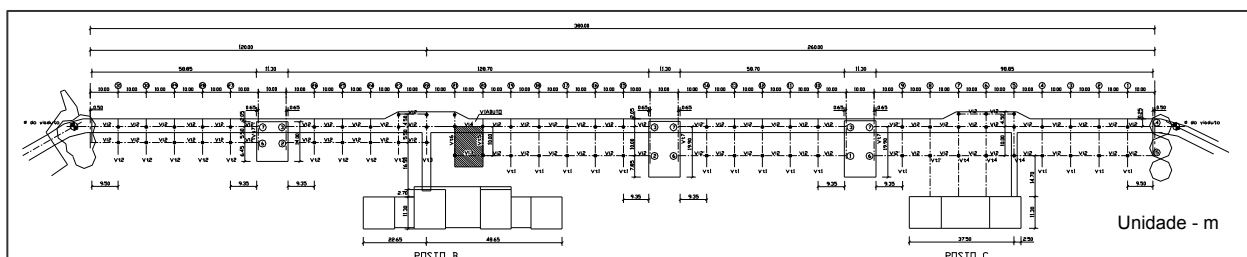


Figura 3.57 – Planta do viaduto do Terminal de Petroleiros. Desenhado a partir de (ENARCO, 1966).

Sobre a estrutura superior existe uma camada de desgaste constituída por um betão pobre armado com uma malha electrosoldada.

As juntas de dilatação do viaduto, de 0,02 m, são intercaladas por bandas de neoprene. De ambos os lados do viaduto há um rebordo de betão armado onde apoia a guarda metálica, formada por tubos de 1 1/2" de diâmetro.

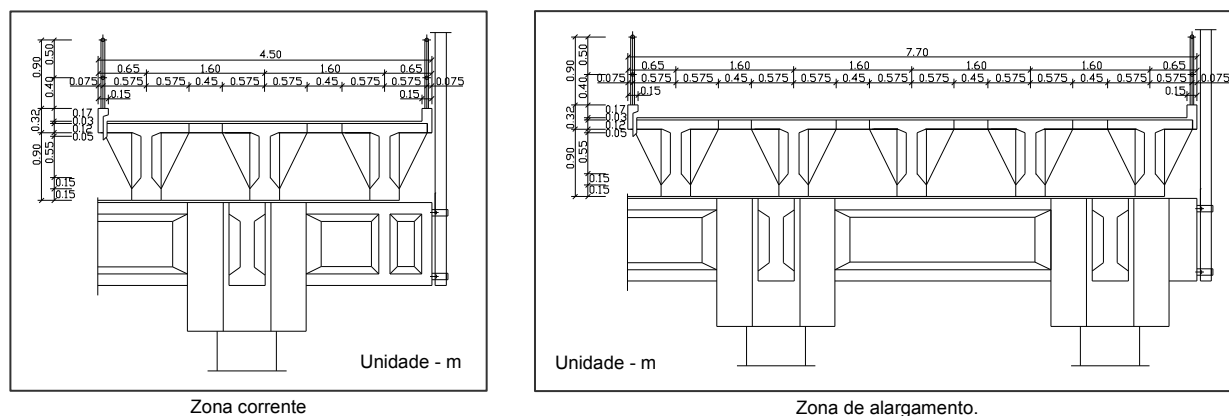


Figura 3.58 – Secção tipo do viaduto do Terminal de Petroleiros.  
Desenhado a partir de (ENARCO, 1966).

As vigas da estrutura superior são pré-fabricadas de betão pré-esforçado, igualmente espaçadas e tornadas solidárias por uma laje em betão armado com 0,12 m de altura. O perfil transversal destas vigas, em I, de banzos desiguais, é composto por um banzo superior de largura 1,15 m e espessura linearmente crescente de 0,12 m a 0,17 m e um banzo inferior com largura de 0,40 m e espessura linearmente crescente de 0,15 m a 0,30 m. Estas vigas têm uma alma com 0,15 m de espessura e 1,02 m de altura (Figura 3.59). A estrutura inferior é formada por vigas longitudinais (longarinas) e por vigas transversais (carlingas) de betão pré-esforçado. A secção destas vigas é em I, de banzos iguais, com largura 0,50 m e espessura linearmente crescente de 0,15 m a 0,25 m e uma alma com 0,20 m de espessura e 1,10 m de altura (Figura 3.59).

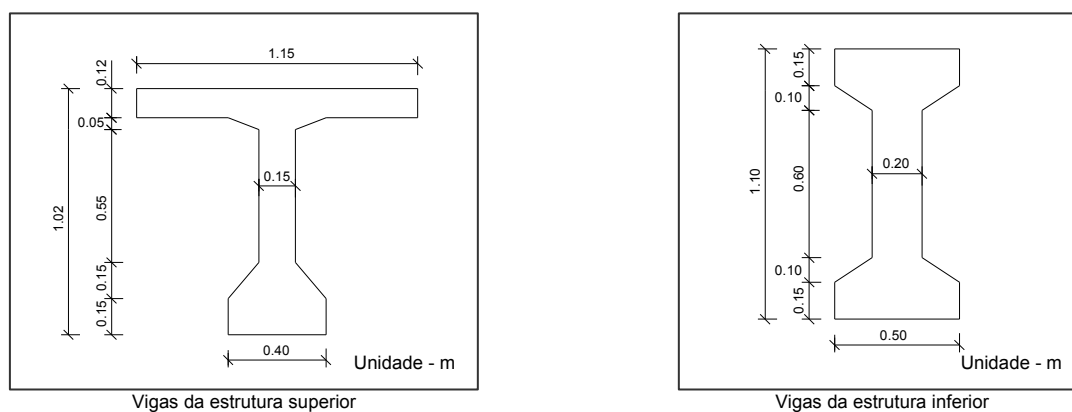


Figura 3.59 – Secção das vigas do viaduto do Terminal de Petroleiros.  
Desenhado a partir de (ENARCO, 1966).

A ligação de cada uma das vigas da estrutura porticada é efectuada por capitéis de betão armado, nos cruzamentos com os tubulões, betonados simultaneamente com o enchimento dos tubulões (Figura 3.60), tornando a ligação monolítica.

Os elementos verticais de suporte à estrutura inferior são constituídos por encontros, caixões intermédios e tubulões.

Nos extremos do viaduto, os apoios são formados por os dois maciços de betão simples com cofragem de estacas-prancha metálicas, efectuando a ligação e amarração dos extremos da estrutura do viaduto ao Terminal de Petroleiros.



A estrutura, constituída por vigas e lajes, apoia em geral em dois tubulões (Figuras 3.56 e 3.63), enquanto que na zona de alargamento, nos postos de acostagem, apoia em três (Figuras 3.56 e 3.64).

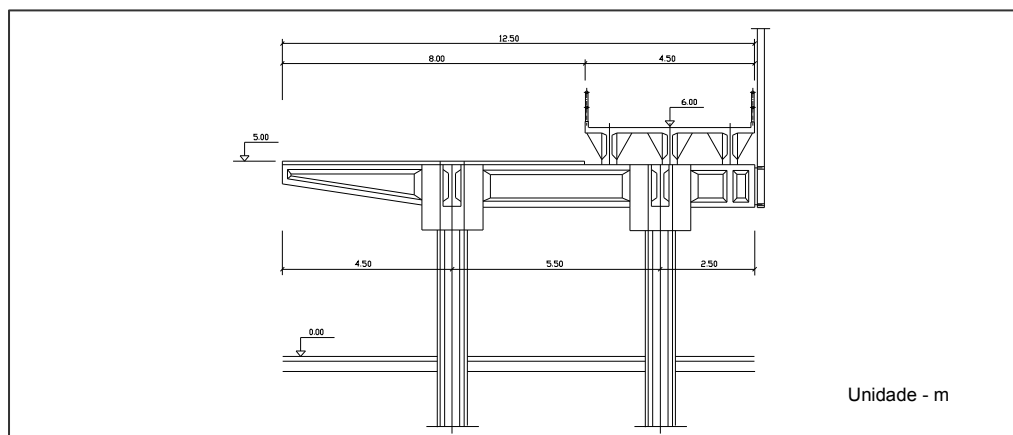


Figura 3.63 – Corte transversal A-B entre o maciço sul e caixão do viaduto do Terminal de Petroleiros. Desenhado a partir de (ENARCO, 1966).

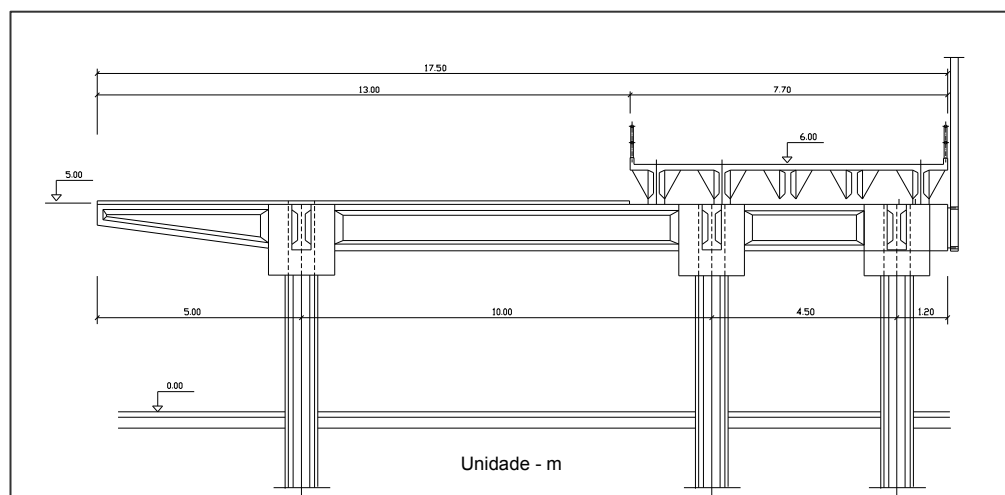


Figura 3.64 – Corte transversal G-H na zona do posto de acostagem C. Desenhado a partir de (ENARCO, 1966).

### 3.2.3.3 EXECUÇÃO DA OBRA

A obra do Terminal de Petroleiros ficou a cargo do grupo SOMAGUE e Christiani & Nielsen e iniciou-se em Outubro de 1966, finalizando em Maio de 1969.

A fiscalização da obra foi da responsabilidade da então SACOR Marítima, S.A., que efectuou o registo das ocorrências diárias durante todo o período de construção e que juntamente com o estudo da composição dos betões e resultados dos ensaios, servem de base ao capítulo 3.3. No decorrer da obra não houve a ocorrência de nenhum acontecimento invulgar ou anormal que tenha merecido o seu registo nas participações diárias da fiscalização (SACOR, 1966-1969).

### 2.2.3.4 ALTERAÇÕES EFECTUADAS

Em Setembro de 1993, durante uma inspecção efectuada pelo Gabinete de Estruturas e Geotecnia, foi detectado um enfraquecimento estrutural (Matos, 2003) devido à degradação do betão desta estrutura, localizada num ambiente de extrema agressividade (quer pela acção química dos componentes da água do mar, quer pela acção mecânica provocada pelas marés e ondas) e sujeita à

acção mecânica dos petroleiros. Constatou-se que as avarias mais graves se localizavam predominantemente nas vigas longitudinais da estrutura inferior, sendo mais afectadas as vigas do lado batido pelo mar. As vigas da estrutura superior mais atingidas também se encontravam do lado batido pelo mar, apesar do grau de deterioração ser menos grave que o das vigas da estrutura inferior. Estas anomalias consistiam na existência de fissuras muito abertas e com continuidade nas duas faces da viga, corrosão quer das armaduras ordinárias quer dos cabos de pré-esforço revelada pelas manchas acastanhadas e destaques de betão. A razão para as fissuras detectadas acompanharem sempre e muito sensivelmente o desenvolvimento longitudinal dos cabos poderia estar associada ao desenvolvimento progressivo de microfissuração transversal (efeito de Poisson) por compressão excessiva dos betões, na zona de transmissão por aderência da força do cabo ao betão. No entanto, durante a obra, detectaram-se fissuras radiais com origem no desaparecimento, por corrosão, de algumas das bainhas metálicas dos cabos de pré-esforço, permanecendo estes protegidos somente pela calda de cimento (GEG, 1993).

De acordo com o relatório de inspecção efectuado (GEG, 1993), detectaram-se problemas de carbonatação no betão de toda a estrutura, com profundidades muito diferentes, apresentando, consequentemente, a corrosão das armaduras e dos cabos de pré-esforço intensidades distintas, o que dificultou a fundamentação de um diagnóstico capaz de explicar o tipo e a localização das avarias mais graves. Nesta fase foram realizados, além do levantamento métrico das anomalias, ensaios de medição da alcalinidade do betão com recurso ao teste da fenolftaleína, determinação da resistência com o esclerómetro e detecção da profundidade de recobrimento das armaduras com meio magnético.

Os resultados obtidos com o esclerómetro apresentaram valores variados, mostrando nas vigas resistências à compressão entre 26 e 52 MPa (GEG, 1993). Estes ensaios com o esclerómetro feitos cerca de vinte e quatro anos após o fabrico do betão são muito discutíveis, uma vez que o ensaio só permite obter informação até uma profundidade de 3 a 5 cm, e, em superfícies carbonatadas, em situações extremas, podem obter-se resistências sobreestimadas em 50% (Gonçalves, 1987). Durante a execução da obra foram realizados ensaios sobre o betão utilizado nas vigas, sendo o valor máximo da resistência atingido de 49 MPa. Como é bem conhecido este valor, resistência potencial do betão, é sempre superior ao valor da resistência real do betão, resistência atingida na obra (Gonçalves, 1999).

As espessuras de recobrimento determinadas apresentavam, em geral, valores superiores a 20 mm que aliadas à espessura da argamassa de reparação aplicada, com cerca de 5mm de espessura, seriam suficientes para proteger as armaduras (GEG, 1993). Segundo a legislação então em vigor, a espessura de recobrimento deveria ser, para a vida útil da obra, de 35 mm, verificando-se assim, que com esta reparação a espessura de recobrimento era reduzida de cerca de 10 mm.

Foi efectuada uma obra de reabilitação com o objectivo de assegurar a recuperação de um nível significativo de segurança sem, no entanto, atingir os exigidos pelos regulamentos na altura em vigor. Segundo GEG (1993), esta intervenção deveria incidir, essencialmente, na substituição dos aparelhos de apoio e das juntas e tratamento dos elementos de betão danificados, que consistiu na limpeza do betão e armaduras, pintura das armaduras com um produto anti-corrosivo, aplicação de um reboco de protecção e de uma pintura. A obra foi feita pela empresa construtora ETERMAR S.A. – Empresa de Obras Terrestres e Marítimas entre Junho de 1995 e Junho de 1998. Nas figuras 3.65 e 3.66 apresenta-se alguns aspectos da obra antes e após esta intervenção.



Algumas das medidas preconizadas no projecto de 1993 não foram implementadas na obra realizada então, por se verificar impossibilidade de utilização de equipamento (GEG, 2005).



Vista geral do Terminal de Petroleiros.



Sinais de corrosão das armaduras das vigas e capitéis.



Pormenor dos sinais de corrosão das armaduras das vigas.



Figura 3.65 – Imagens do viaduto do Terminal de Petroleiros em 1993 antes da reabilitação (Matos, 2003).



Vista geral do Terminal de Petroleiros em 1993.



Vista geral do Terminal de Petroleiros em 2001, 3 anos após a reabilitação.

Figura 3.66 – Imagens do Viaduto do Terminal de Petroleiros após a reabilitação de 1993 (Matos, 2003).

### 3.2.3.5 ESTADO ACTUAL

Actualmente, o Terminal de Petroleiros, oito anos após a última obra de reabilitação e trinta e nove anos decorridos desde o início da sua construção, já necessita de uma nova intervenção.

Em 2005, decorridos 7 anos após a última reabilitação, as vigas do viaduto do Terminal de Petroleiros mostram sinais significativos de corrosão. No decorrer das inspecções efectuadas pelo GEG, em 2005, detectaram-se algumas anomalias nas vigas longitudinais e laje do tabuleiro, nas estacas-prancha dos encontros e nos capitéis de ligação entre os tubulões e as vigas. Também se observou a degradação dos aparelhos de apoio e a inexistência de impermeabilização nas juntas, entre tramos do viaduto, o que leva à escorrência da água do mar para as zonas das cabeças de amarração e aparelhos de apoio. Foi ainda detectada uma arenização das superfícies expostas (GEG, 2005). Em relação às vigas, tal como em 1993, apresentam o mesmo tipo e, aproximadamente o mesmo número de avarias, sendo estas também com maior incidência nas vigas da estrutura inferior do viaduto e nas vigas localizadas no lado batido pelo mar. No entanto, as avarias de maior gravidade das vigas ocorrem na sua grande maioria em vigas que em 1993 não tinham essas avarias ou gravidade (GEG, 2005).

Foi efectuado pelo GEG o levantamento das anomalias da estrutura e, no âmbito deste trabalho foram determinadas, no Laboratório de Ensaio de Materiais de Construção, a resistência à compressão e a profundidade de carbonatação de carotes retiradas de duas vigas transversais da estrutura inferior do viaduto. Os resultados demonstram que o betão destas vigas não se encontra carbonatado. No entanto estes resultados não são representativos da estrutura e segundo o GEG, baseado na inspecção visual realizada, é provável que, nalguns casos, a carbonatação tenha atingido profundidades razoáveis.

A inspecção visual realizada no âmbito deste trabalho mostrou uma estrutura muito fissurada, com fendas que por vezes atingem a armadura. Sendo assim, é muito provável que os resultados da carbonatação observados em laboratório para as duas carotes extraídas tenham pouco significado.

O GEG (2005) considera que as armaduras ficam convenientemente protegidas com o recobrimento após a reparação de 1995 (cerca de 25 mm), juntamente com a protecção superficial que se pretende aplicar a toda a estrutura. Obviamente que a protecção das armaduras depende essencialmente desta protecção superficial uma vez que os valores do recobrimento são substancialmente inferiores aos actualmente exigidos para esta classe de exposição. De acordo com a norma NP-EN 206 (2005) a classe de exposição das vigas, lajes e tubulões do viaduto é a classe XS3, e considerando o viaduto da classe estrutural S3 (EN 1992-1-1, 2004), dado tratar-se de uma reparação, o recobrimento mínimo é de 50mm nos elementos de betão pré-esforçado e 40mm nos elementos de betão armado.

Apesar desta estrutura não se encontrar num estado tão degradado como se encontrava em 1993, as anomalias que foram detectadas 7 anos após a sua reabilitação, continuam a ser essencialmente as mesmas. Segundo GEG (2005) a reabilitação do viaduto do Terminal de Petroleiros em 1995 foi em geral positiva, apesar de actualmente esta estrutura apresentar casos graves de degradação. Anteriormente, em 2001 já tinha sido efectuada uma visita para verificar a eficiência da reparação e concluiu-se ter sido positiva, mas insuficiente relativamente à inibição da corrosão das bainhas do pré-esforço acabando por não se alcançar o objectivo inicial que seria duplicar o tempo de vida da estrutura (Matos, 2003).

Apresentam-se de seguida as deteriorações detectadas na inspecção visual, realizada no âmbito deste trabalho nos diferentes elementos estruturais do viaduto, analisando cada uma delas no capítulo 4.

#### **a) Vigas longitudinais e laje do tabuleiro.**

As vigas das estruturas, inferior e superior, do viaduto apresentam sinais evidentes de corrosão das armaduras, com uma grande intensidade de manchas acastanhadas, fissuração e destacamentos de



betão. Estes sinais são mais significativos nas vigas localizadas no lado batido pelo mar e com maior incidência nas vigas da estrutura inferior (Figuras 3.67). Existem também nestes elementos manchas acastanhadas derivadas da corrosão dos tubos metálicos do oleoduto e de outros elementos metálicos exteriores à estrutura de betão (Figura 3.68).



Fissura ao longo do cabo de pré-esforço e manchas acastanhadas de uma viga longitudinal.



Fissuras e manchas acastanhadas no banzo inferior de uma viga transversal

Figura 3.67 – Fissuras e manchas acastanhadas de vigas do viaduto do Terminal de Petroleiros.



Figura 3.68 – Manchas acastanhadas devido à corrosão dos elementos metálicos do viaduto do Terminal de Petroleiros.

#### b) Estacas-prancha dos encontros.

Aparentemente, os encontros encontram-se em estado de conservação razoável, apesar da corrosão das estacas prancha na zona das marés (Figura 3.69).

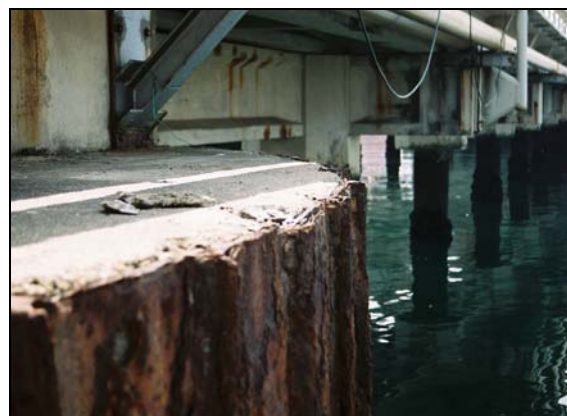


Figura 3.69 – Corrosão das estacas-prancha dos encontros do viaduto do Terminal de Petroleiros.

### c) Capitel de ligação entre os tubulões e as vigas do Terminal de Petroleiros

As cabeças de ligação das vigas aos tubulões, ainda se encontram em estado de conservação razoável (GEG, 2005), tendo sido detectadas apenas manchas de corrosão provenientes provavelmente da oxidação da armadura das vigas e dos elementos metálicos que apoiam sobre a estrutura (Figura 3.70).



Figura 3.70 – Manchas de corrosão nos capitéis de ligação entre os tubulões e as vigas do viaduto do Terminal de Petroleiros.

## 3.3 CARACTERIZAÇÃO DOS BETÕES UTILIZADOS NOS VIADUTOS

### 3.3.1 INTRODUÇÃO

Para caracterizar os betões usados nos três viadutos foram, em primeiro lugar, analisados os materiais componentes do betão, ligantes, agregados, água, adições e adjuvantes. Tendo por base os documentos relativos à recepção dos materiais, onde constavam a sua proveniência e os resultados dos ensaios químicos, físicos e mecânicos efectuados, tratou-se a informação de forma a visualizar a evolução das propriedades dos materiais ao longo do tempo e mais facilmente comparar os betões dos diferentes viadutos.

Nos três viadutos foi utilizada uma grande variedade de composições de betão, num total de vinte e quatro, dependendo da função estrutural dos elementos em cada viaduto. Assim, e com o objectivo de facilitar a visualização dos diferentes betões usados, elaboraram-se quadros e desenhos, para cada viaduto, associando os diferentes tipos de betão aos elementos estruturais. Analisou-se ainda as composições dos vinte e quatro betões e estudou-se a evolução da resistência à compressão dos betões ao longo do tempo, a partir dos resultados dos ensaios realizados em provetes mantidos submersos na bacia do porto de Leixões, desde a execução da obra até à data do ensaio.

### 3.3.2 CIMENTOS

#### 3.3.2.1 RESULTADOS DOS ENSAIOS

Nas três obras foram usados um cimento portland, fornecido pela SECIL, e um cimento aluminoso fornecido pela cimenteira francesa Lafarge.

Os ensaios físicos, mecânicos e químicos ao cimento portland foram realizados segundo a legislação então em vigor: “Cimento portland normal. Caderno de Encargos para o seu fornecimento e recepção”,

aprovado pelo Decreto nº 40870 de 22-11-1956, e “Cláusulas especiais para o fornecimento e recepção do cimento portland destinado a obras sujeitas à acção de águas salinas” (Decreto nº 20918 de 20-02-1932). Por falta de legislação específica, os ensaios ao cimento aluminoso foram igualmente realizados de acordo com o “Caderno de Encargos para o fornecimento e recepção do cimento portland normal”. No entanto, alguns ensaios mecânicos foram também realizados segundo a norma italiana “Norma per l’acettazione dei leganti idraulici” (Santarela, L., 1951), com a finalidade de comparar os resultados com os do ensaio anterior. Todos os ensaios foram realizados no Laboratório de Ensaio de Materiais da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Entre os ensaios físicos, mecânicos e químicos, realizados para todas as remessas de cimentos, apenas foram considerados, neste trabalho, os valores respeitantes às remessas para as quais se fabricaram provetes de betão para posteriores ensaios cujos resultados serão apresentados e analisados no ponto 3.3.7.

Em relação aos ensaios físicos e mecânicos, para cada uma das remessas de cimento portland e aluminoso, foram sempre determinados a finura, a expansibilidade, o tempo de presa e as resistências à flexão e à compressão aos 7 e 28 dias. Em relação ao cimento aluminoso, foi também determinada a resistência à compressão e à flexão às 24 horas e aos 3 dias e a resistência à tracção às 24 horas, 3, 7 e 28 dias. Os resultados destes ensaios são apresentados no Anexo I.

No entanto, como a variação dos valores das propriedades físicas e mecânicas de remessa para remessa é muito pequena, para facilitar a análise dos resultados e poder realizar-se uma comparação entre obras, optou-se por fazer uma média dos valores para cada uma das obras dos viadutos da Via Rápida e do Terminal de Petroleiros. Em relação aos viadutos de acesso à Ponte Móvel, apenas foi utilizada uma remessa de cada um dos cimentos portland e aluminoso, tendo por isso sido considerados estes valores.

No Quadro 3.5 apresentam-se os resultados dos ensaios efectuados nas remessas de cimento dos viadutos de acesso à Ponte Móvel  $C_{1PM}$  (cimento portland) e  $C_{2PM}$  (cimento aluminoso) e os resultados médios dos ensaios efectuados nas remessas de cimento dos viadutos da Via Rápida ( $C_{1VR}$ ) e do Terminal de Petroleiros ( $C_{1TP}$ ).

Nas Figuras 3.71, 3.72 e 3.73 apresenta-se a evolução das resistências à compressão, à flexão e à tracção dos cimentos utilizados nos três viadutos.

Em relação às propriedades químicas dos cimentos, foram determinadas a perda ao rubro, o resíduo insolúvel, os sulfuretos e a composição em óxidos elementares ( $MgO$ ,  $SO_3$ ,  $Al_2O_3$ ,  $CaO$ ,  $SiO_2$ ,  $Fe_2O_3$ ), para todas as remessas do viaduto do Terminal de Petroleiros e para quase todas do viaduto da Via Rápida (falta apenas a composição dos óxidos elementares  $Al_2O_3$ ,  $CaO$ ,  $SiO_2$ ,  $Fe_2O_3$  em três remessas). Para a remessa de cimento portland dos viadutos de acesso à Ponte Móvel, determinou-se, a perda ao rubro, o resíduo insolúvel, o óxido de magnésio e os sulfatos e, para a remessa de cimento aluminoso, a perda ao rubro, o resíduo insolúvel e a composição em óxidos elementares ( $MgO$ ,  $SO_3$ ,  $Al_2O_3$ ,  $CaO$ ,  $SiO_2$ ,  $Fe_2O_3$ ).

Apresentam-se no Quadro 3.6 os resultados dos ensaios químicos, média das remessas consideradas, realizados aos cimentos utilizados em cada um dos viadutos.

Quadro 3.5 – Resultados dos ensaios físicos e mecânicos efectuados aos cimentos dos três viadutos.

CIMENTOS		Viaduto da Via Rápida	Viaduto da Ponte Móvel		Viaduto do Terminal de Petroleiros
		Cimento portland	Cimento portland	Cimento aluminoso	Cimento portland
<b>Designação</b>		C1VR	C1PM	C2PM	C1TP
<b>Ensaio Físicos</b>					
Finura (resíduo de peneiração)	%	5,8	4,4	4,9	5,1
Expansibilidade (ensaio de le Châtelier)	mm	0,8	0,5	0,3	1,2
Tempo de presa (imerso em água doce)		3h 25m	3h 10m	3h 35m	2h 55m
<b>Ensaio Mecânicos*</b>					
Tensões de rotura					
1. Flexão às 24 horas	MPa	-	-	5,9	-
2. Flexão aos 3 dias	MPa	-	-	5,3	-
3. Flexão aos 7 dias	MPa	4,0	4,3	5,8	4,5
4. Flexão aos 28 dias	MPa	5,3	5,6	6,2	5,7
5. Compressão às 24 horas	MPa	-	-	40,9	-
6. Compressão aos 3 dias	MPa	-	-	39,9	-
7. Compressão aos 7 dias	MPa	20,9	25,1	46,5	26,2
8. Compressão aos 28 dias	MPa	30,4	33,6	50,4	36,1
<b>Ensaio mecânicos**</b>					
Tensões de rotura					
1. Tracção às 24 horas	MPa	-	-	3,7	-
2. Tracção aos 3 dias	MPa	-	-	3,2	-
3. Tracção aos 7 dias	MPa	-	-	4,7	-
4. Tracção aos 28 dias	MPa	-	-	4,5	-
5. Compressão às 24 horas	MPa	-	-	63,6	-
6. Compressão aos 3 dias	MPa	-	-	62,4	-
7. Compressão aos 7 dias	MPa	-	-	71,4	-
8. Compressão aos 28 dias	MPa	-	-	79,0	-

\* Caderno de Encargos para o fornecimento e recepção do cimento portland normal

\*\* Norma per l'accettazione dei leganti idraulici

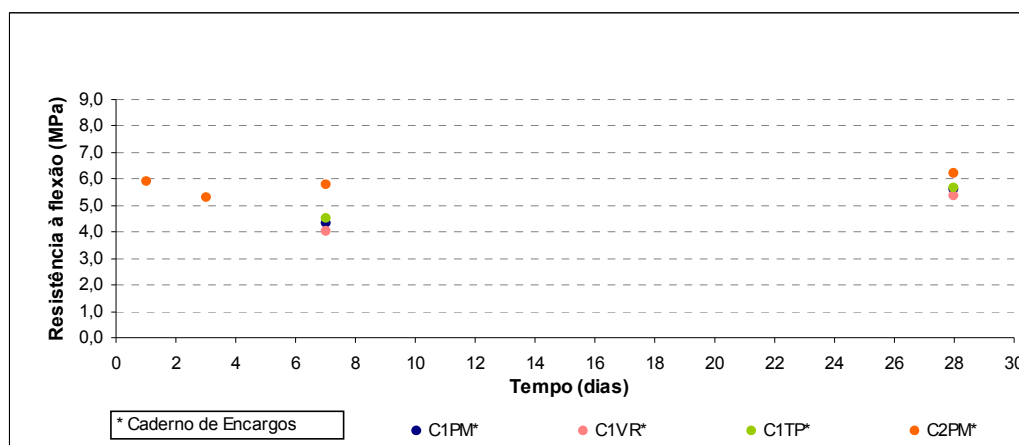


Figura 3.71 – Resistência à flexão dos cimentos utilizados nos três viadutos.

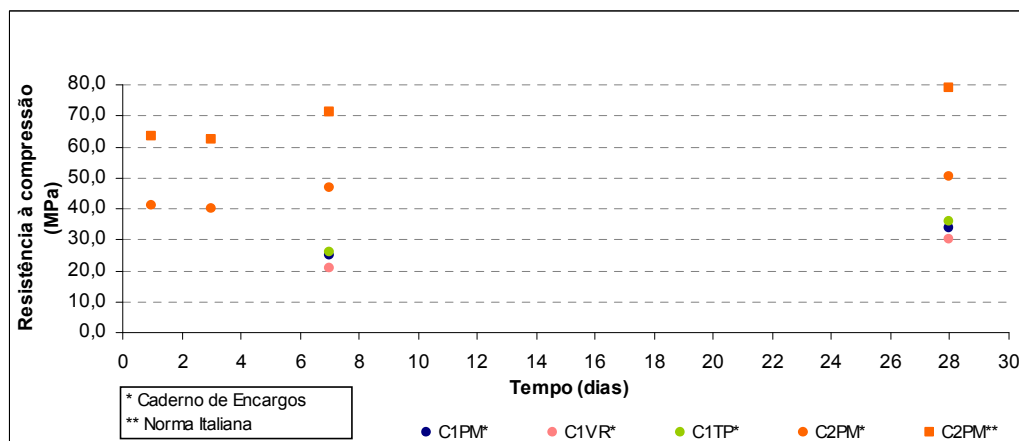


Figura 3.72 - Resistência à compressão dos cimentos utilizados nos três viadutos.

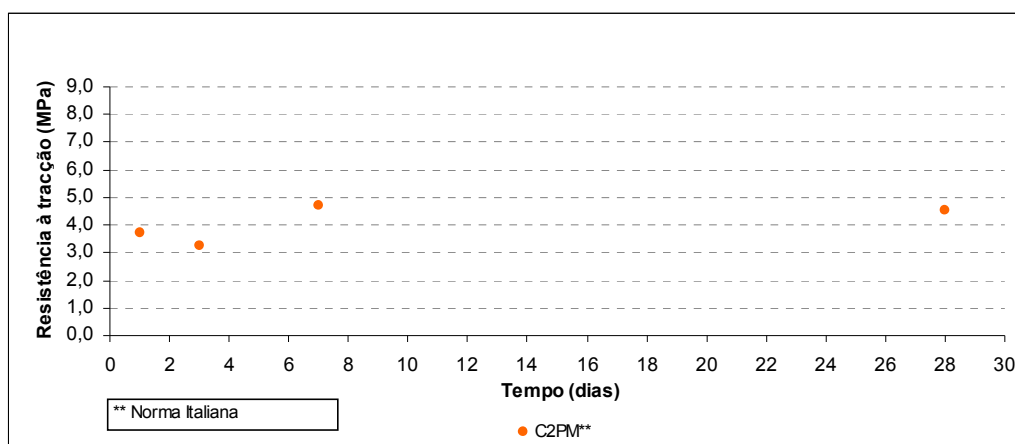


Figura 3.73 - Resistência à tracção do cimento aluminoso utilizado nos viadutos de acesso à Ponte Móvel.

Quadro 3.6 – Resultados dos ensaios químicos efectuados aos cimentos utilizados nos três viadutos.

CIMENTOS		Viaduto da Via Rápida	Viaduto da Ponte Móvel		Viaduto do Terminal de Petroleiros
		Cimento portland	Cimento portland	Cimento aluminoso	Cimento portland
<b>Designação</b>		C <sub>1VR</sub>	C <sub>1PM</sub>	C <sub>2PM</sub>	C <sub>1TP</sub>
<b>Análise Química</b>					
Perda ao rubro	%	1,6	1,9	0,0	0,9
Resíduo insolúvel	%	1,4	1,5	3,3	1,0
Óxido de Magnésio (MgO)	%	1,7	0,6	0,1	1,4
Sulfatos (SO <sub>3</sub> )	%	1,7	1,4	1,2	1,5
Óxido de Alumínio (Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> )	%	6,6	-	38,8	5,6
Óxido de Cálcio (CaO)	%	61,4	-	34,1	64,6
Silica (SiO <sub>2</sub> )	%	21,6	-	5,9	21,8
Óxido de Ferro (Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub> )	%	3,3	-	15,6	3,0
Sulfuretos		0,0	-	-	0,0

Para controlar a regularidade de composição e portanto de propriedades do cimento, entre as diferentes remessas, calcularam-se, para os viadutos da Via Rápida e do Terminal de Petroleiros, o módulo hidráulico, o módulo silícico, o módulo alumino-férrico ou de fundentes e o grau de saturação em cálcio (Sousa Coutinho, 1988a). Estes resultados são apresentados nos Quadros I.1 e I.2 do Anexo I. Em relação aos viadutos de acesso à Ponte Móvel, não se dispunha de análises químicas que permitissem o cálculo destes valores.

O módulo hidráulico foi, na altura, determinado, para os viadutos da Via Rápida e do Terminal de Petroleiros, tendo-se agora calculado, para os mesmos viadutos, as outras relações. Apresentam-se no Quadro 3.7 os valores médios obtidos para os viadutos da Via Rápida e do Terminal de Petroleiros.

Quadro 3.7 – Relações entre óxidos elementares dos cimentos utilizados em dois viadutos.

CIMENTOS		Viaduto da Via Rápida	Viaduto do Terminal de Petroleiros
		Cimento portland C <sub>1VR</sub>	Cimento portland C <sub>1TP</sub>
<b>Módulos</b>			
Módulo hidráulico		1,9	2,1
Módulo silícico	%	2,2	2,6
Módulo alumino-férrico ou de fundentes	%	2,0	1,9
Grau de saturação em cálcio	%	0,88	0,93



Uma vez que se dispõe de um grande número de análises químicas de cimentos antigos, calcularam-se os seus componentes principais (silicato tricálcico, silicato bicálcico, aluminato tricálcico e aluminoferrato tetracálcico) para as diferentes remessas consideradas, uma vez que estes componentes principais contribuem de modo diferente para as resistências e durabilidade química do betão. Este cálculo foi feito segundo o método proposto por Bogue (Sousa Coutinho, 1988a).

Nas figuras 3.74 e 3.75 mostra-se a variação de cada um dos componentes principais do cimento portland para o viaduto da Via Rápida e para o Terminal de Petroleiros, respectivamente. No Quadro 3.8 apresentam-se os valores máximos, mínimos e a média para cada um dos componentes principais e para cada viaduto.

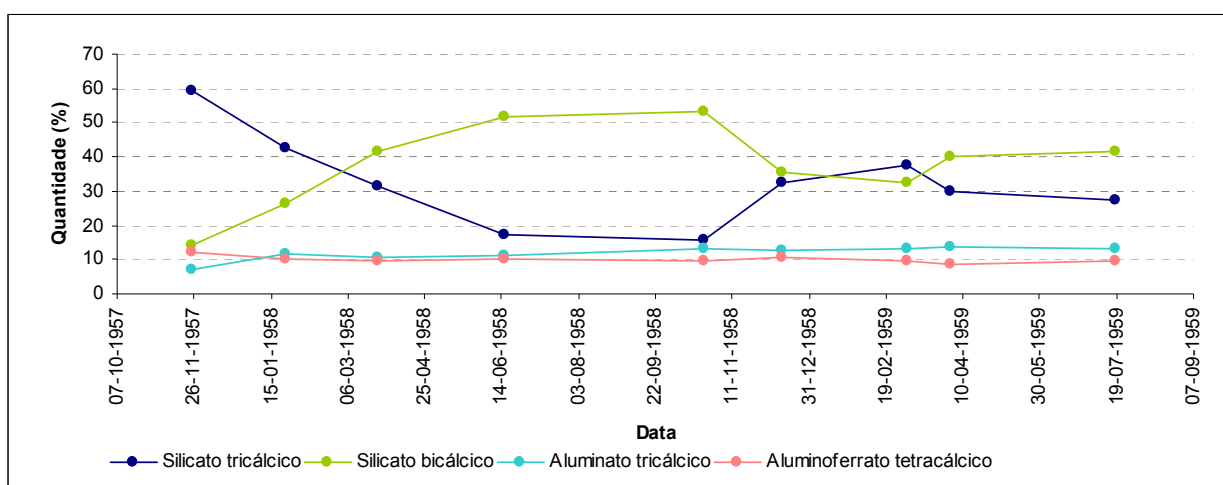


Figura 3.74 – Variação dos componentes principais do cimento portland utilizado no viaduto da Via Rápida.

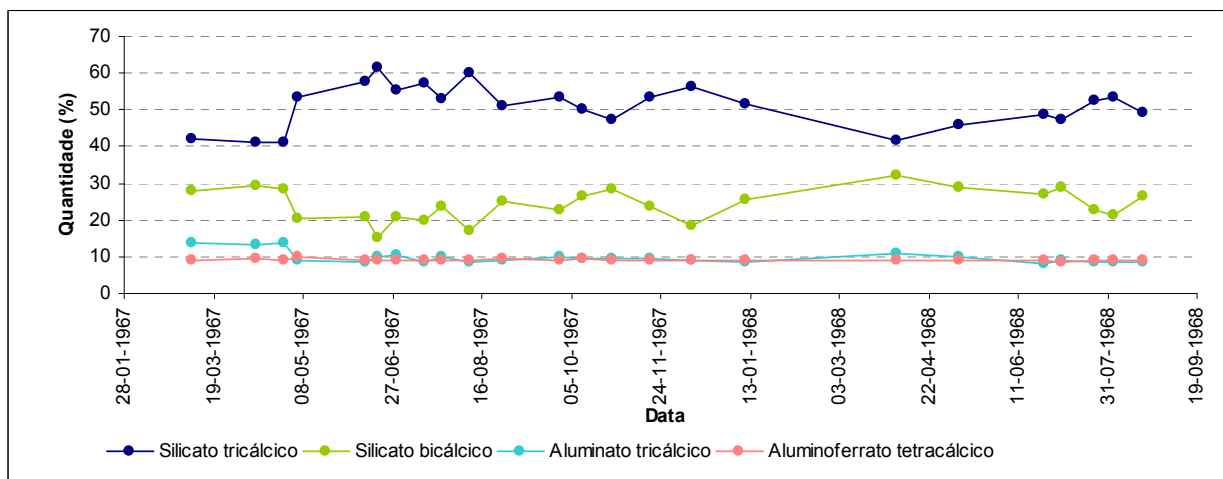


Figura 3.75 – Variação dos componentes principais do cimento portland utilizado no viaduto do Terminal de Petroleiros.

Quadro 3.8 – Resultados dos ensaios químicos efectuados aos cimentos utilizados nos três viadutos.

CIMENTOS		Viaduto da Via Rápida			Viaduto do Terminal de Petroleiros		
		Cimento portland			Cimento portland		
Designação		C <sub>IVR</sub>			C <sub>ITP</sub>		
Composição potencial		Máximo	Mínimo	Média	Máximo	Mínimo	Média
Silicato tricálcico	%	59,29	15,49	32,55	61,49	41,16	51,02
Silicato bicálcico	%	53,18	14,13	37,39	32,25	15,34	24,22
Aluminato tricálcico	%	13,55	7,02	11,82	13,75	8,18	9,68
Aluminoferrato tetracálcico	%	12,16	8,51	10,03	9,73	8,51	9,06

### 3.3.2.2 ANÁLISE DOS RESULTADOS

Em relação aos ensaios físicos (finura, expansibilidade e tempo de presa), os valores, apresentados no Quadro 3.5, estão de acordo com a legislação então vigente (“Cimento portland normal. Caderno de Encargos para o seu fornecimento e recepção”, Decreto-Lei nº 40870 de 22-11-1956). A expansibilidade está também de acordo com a legislação actual (NP EN 197-1, 2001), não impondo limites para a finura nem para o fim de presa. Pode ainda observar-se que o cimento aluminoso, embora seja um cimento com uma elevada taxa de desenvolvimento de resistência (cerca de 80% da resistência última é alcançada às 24 horas), não é um cimento de presa rápida, sendo os valores típicos para o início e fim de presa duas horas e meia e três, respectivamente (Neville, 1995).

A evolução das resistências mecânicas, apresentadas nas Figuras 3.71 e 3.72, é uma evolução típica para um cimento portland. Nas Figuras 3.76, 3.77 e 3.78 apresenta-se a comparação dos valores das resistências dos cimentos portland dos três viadutos com os de outros cimentos fabricados em Portugal e provenientes de fábricas diferentes (Sousa Coutinho, 1988a) e no Canadá (Neville, 1995).

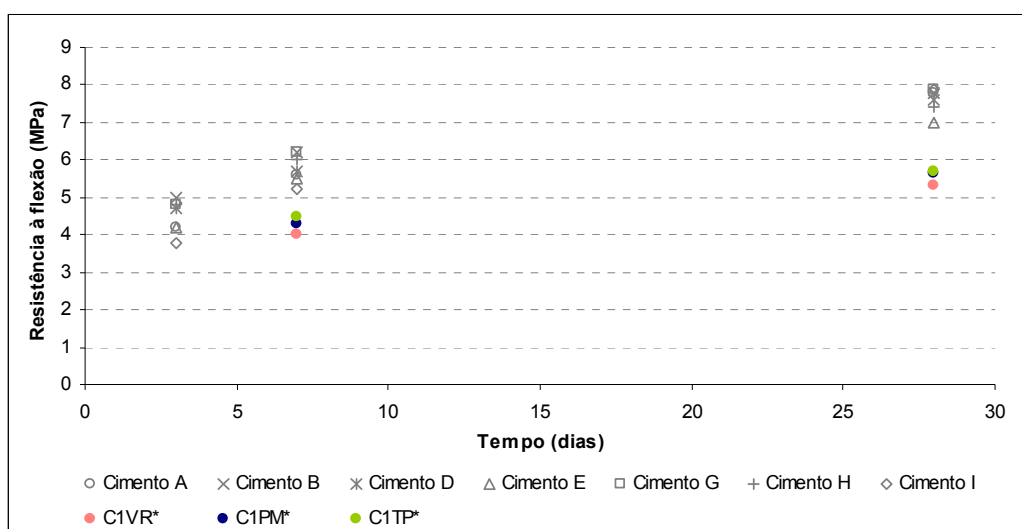


Figura 3.76 – Evolução da resistência à flexão dos cimentos portland dos três viadutos e de cimentos fabricados em Portugal entre 1984 e 1986 (A, B, D, E, G, H e I).

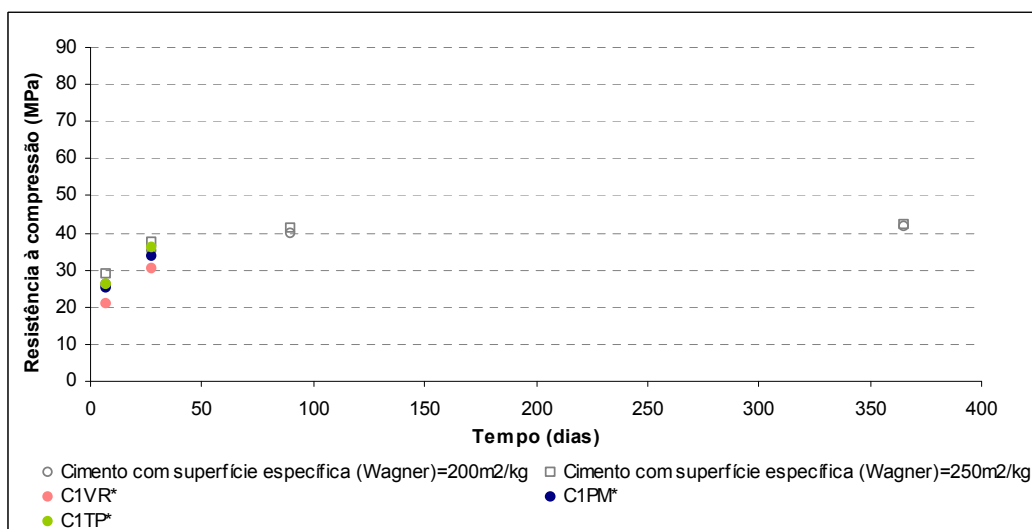


Figura 3.77 – Evolução da resistência à compressão dos cimentos portland dos três viadutos e de dois cimentos fabricados no Canadá.

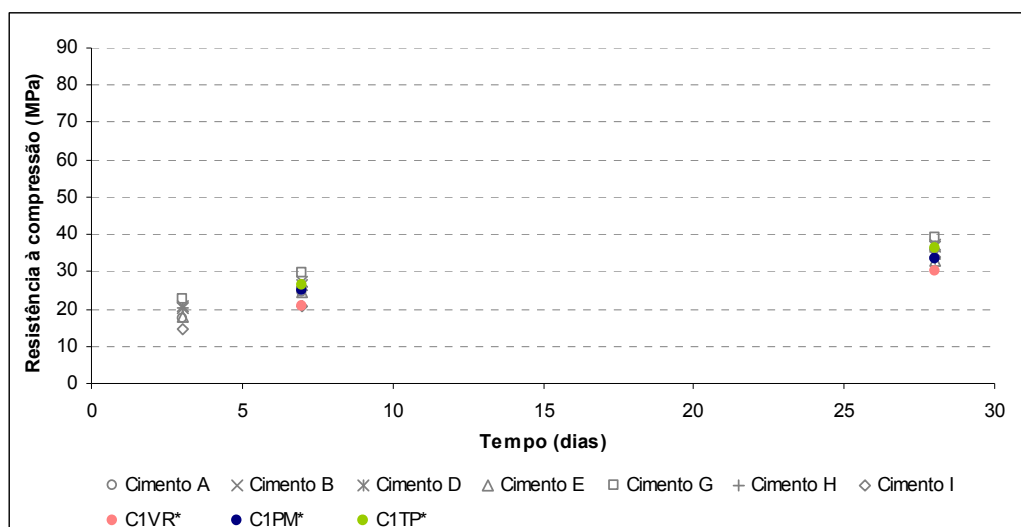


Figura 3.78 – Evolução da resistência à compressão dos cimentos portland dos três viadutos e de cimentos fabricados em Portugal entre 1984 e 1986 (A, B, D, E, G, H e I).

A evolução das resistências do cimento aluminoso é típica destes cimentos, alcançando resistências elevadas nas primeiras horas (Figuras 3.71, 3.72 e 3.73). No entanto apresenta uma quebra de todas as resistências aos 3 dias, o que tem que estar ligado ou com um deficiente armazenamento dos provetes ou com problemas relacionados com a realização do ensaio.

Relativamente aos ensaios químicos, refere-se que os valores da perda ao fogo, resíduo insolúvel e teor em sulfatos, apresentados no Quadro 3.4, além de respeitarem a legislação então existente (“Cimento portland normal. Caderno de Encargos para o seu fornecimento e recepção”, Decreto-Lei nº 40870 de 22-11-1956), também estão dentro dos limites actualmente impostos (NP EN 197-1, 2001).

A composição do cimento portland em óxidos elementares está coerente com os valores correntes apresentados na bibliografia, o mesmo acontecendo com a composição potencial do cimento (Sousa Coutinho, 1988a; Taylor, 1998). Apresentam-se no Quadro 3.9 valores típicos de propriedades químicas e da composição potencial de cimentos portland, fabricados em Portugal entre 1984 e 1986 (Sousa Coutinho, 1988a) e de um cimento portland apresentado por Taylor (1998). Apesar da origem dos cimentos ser distinta (Portugal e Inglaterra), não são grandes, de uma maneira geral, as diferenças constatadas.

Quanto à evolução dos componentes principais das diversas remessas de cimento (Figuras 3.79 e 3.80), é interessante verificar que há uma constância de composição no que diz respeito ao aluminato tricálcico e aluminoferrato tetracálcico. O silicato tricálcico e o silicato bicálcico não apresentam esta regularidade de composição, sendo a variação muito mais significativa no viaduto da Via Rápida. No entanto, verifica-se, nos dois viadutos, que a média da soma dos dois silicatos é aproximadamente constante, o que patenteia uma composição do crú muito regular. Num cimento há maior quantidade de silicato tricálcico quando as temperaturas atingidas na cozedura são muito elevadas e há maior quantidade de silicato bicálcico quando não se alcançam temperaturas tão altas. Uma justificação possível para que a variação dos silicatos seja muito maior nas remessas do viaduto da Via Rápida que nas do viaduto do Terminal de Petroleiros, é a de que o cimento do viaduto da Via Rápida é cerca de 10 anos mais antigo do que o do viaduto do Terminal de Petroleiros, podendo nesta altura a temperatura do forno ser mais facilmente controlável.



Quadro 3.9 – Composições químicas e potenciais de cimentos.

CIMENTO PORTLAND	(Sousa Coutinho, 1988a)			(Taylor, 1998)
	Valor máximo	Valor mínimo	Valor médio	Valor médio
<b>Análise química</b>				
Perda ao rubro	4,00	2,50	3,01	-
Resíduo insolúvel	1,70	1,00	1,36	-
Óxido de Magnésio (MgO)	4,10	1,20	2,41	1,60
Sulfatos (SO <sub>3</sub> )	2,70	1,70	2,10	1,00
Óxido de Alumínio (Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> )	7,30	4,70	5,59	5,30
Óxido de Cálcio (CaO)	62,90	52,00	60,29	65,60
Sílica (SiO <sub>2</sub> )	28,10	20,3	22,11	21,60
Óxido de Ferro (Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub> )	3,40	2,10	2,79	3,10
<b>Composição potencial</b>				
Silicato tricálcico	58	32	49	60
Silicato bicálcico	35	12	20	17
Aluminato tricálcico	11	7	9	9
Aluminoferato tetracálcico	5	3	4	9

A análise dos componentes principais dos viadutos da Via Rápida e do Terminal de Petroleiros mostra ainda que enquanto que no primeiro a percentagem de silicato tricálcico é quase sempre inferior à do silicato bicálcico, no segundo, o silicato tricálcico é sempre superior ao bicálcico. Este facto é importante uma vez que cimentos com maior quantidade de silicato tricálcico apresentam uma maior susceptibilidade em relação às deteriorações químicas, embora sejam mais resistentes à corrosão das armaduras porque criam um meio mais alcalino. Tal facto parece confirmar-se dado que o betão do viaduto do Terminal de Petroleiros apresenta, de uma maneira geral, mais reacções químicas do que o viaduto da Via Rápida. No entanto, o viaduto do Terminal de Petroleiros encontra-se exposto a um ambiente mais agressivo e com fendas estruturais, algumas muito abertas, por onde os agentes agressivos penetram com maior facilidade.

Em relação às percentagens de aluminato tricálcico o valor, nas duas obras, parece razoável, não demasiadamente baixo para melhor resistir à corrosão das armaduras pela acção dos cloretos, nem demasiadamente alto para resistir melhor a uma reacção sulfática.

O valor das percentagens do aluminoferato tetracálcico poderia ser, no viaduto do Terminal de Petroleiros, mais elevado, contribuindo para uma protecção adicional do betão à acção sulfática.

Relativamente aos módulos do cimento, relações entre óxidos elementares, estes mostram, para todas as remessas de cimento portland, valores de acordo com os aconselhados por Sousa Coutinho (1988a), com excepção do grau de saturação em cálcio em quase todas as remessas de cimento do viaduto da Via Rápida. Apesar de haver diferenças, estas não são significativas.

A composição do cimento aluminoso (Quadro 3.6) está de acordo com os valores apontados na bibliografia. Segundo Neville (1995), este cimento contém uma grande proporção de alumina e cal (cerca de 40% de cada) e cerca de 15% de óxidos de ferro e 5% de sílica.

### 3.3.3 AGREGADOS

#### 3.3.3.1 RESULTADOS DOS ENSAIOS

Em todas as obras o betão foi fabricado com areias graníticas provenientes de praias próximas do porto de Leixões e britas graníticas com diferentes origens. No betão de cimento aluminoso utilizaram-se ainda duas britas quartzíticas de proveniência desconhecida.

As areias foram quase todas da praia do Cabo do Mundo, com excepção de dois betões, dos viadutos de acesso à Ponte Móvel, onde se usou areia da praia da Boa Nova. As britas tiveram origem, no caso dos viadutos de acesso à Ponte Móvel, nas pedreiras de Milheirós, Águas Santas e Madalena,

no caso do viaduto da Via Rápida, na pedreira de Esposade e, no caso do viaduto do Terminal de Petroleiros, na pedreira do Freixieiro e, apenas num dos betões, também na pedreira da Póvoa de Varzim.

Para todos os agregados foi determinada, antes do início da obra, a composição granulométrica e a baridade, de acordo com as normas em vigor, tendo em vista, o estudo da composição dos betões. Nas Figuras 3.79, 3.80 e 3.81 apresentam-se as curvas granulométricas dos agregados para os viadutos da Via Rápida, de acesso à Ponte Móvel e do Terminal de Petroleiros, respectivamente, mostrando-se no Anexo I as respectivas análises granulométricas. A granulometria da areia e britas utilizadas no betão de cimento aluminoso é desconhecida, sabendo-se apenas que as suas dimensões estão compreendidas entre 1mm e 3mm, para a areia média ( $A_{2PM}$ ), entre 3mm e 15mm, para a brita miúda ( $B_{2PM}$ ), e entre 15mm e 40mm, para a brita média ( $B_{3PM}$ ).

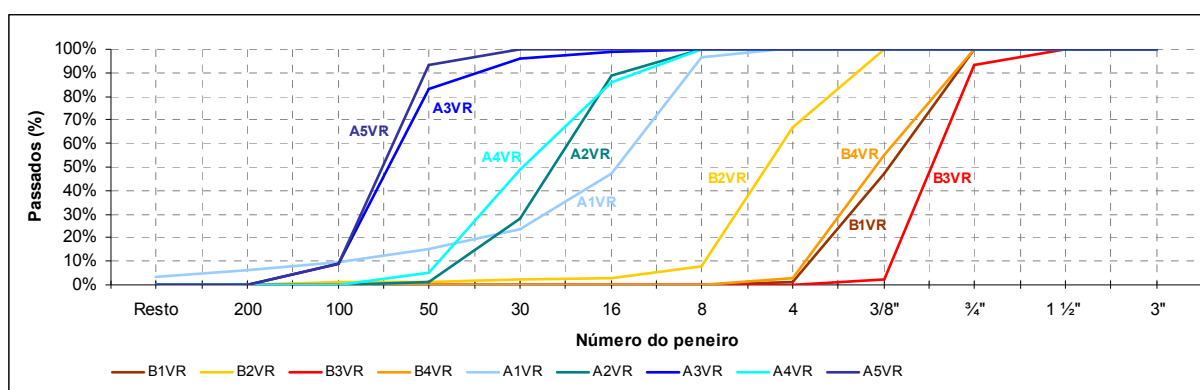


Figura 3.79 – Curva granulométrica dos agregados utilizados no viaduto da Via Rápida.

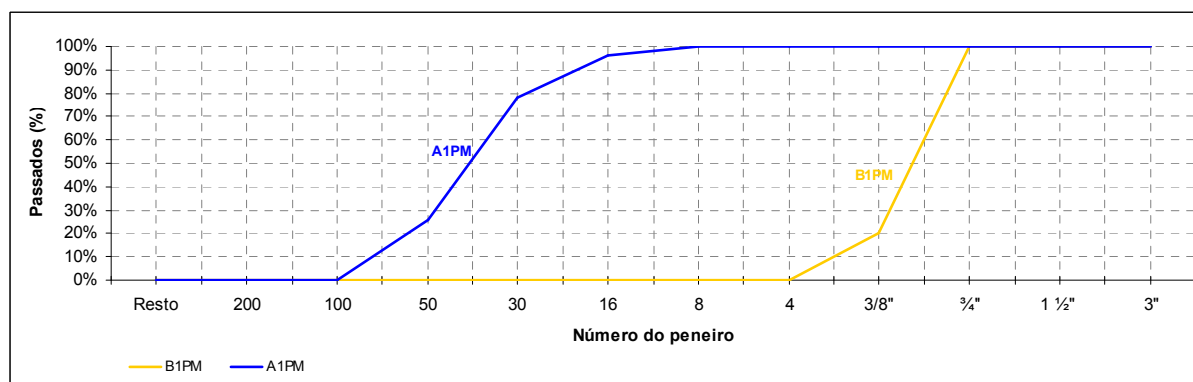


Figura 3.80 – Curva granulométrica dos agregados utilizados nos viadutos de acesso à Ponte Móvel.

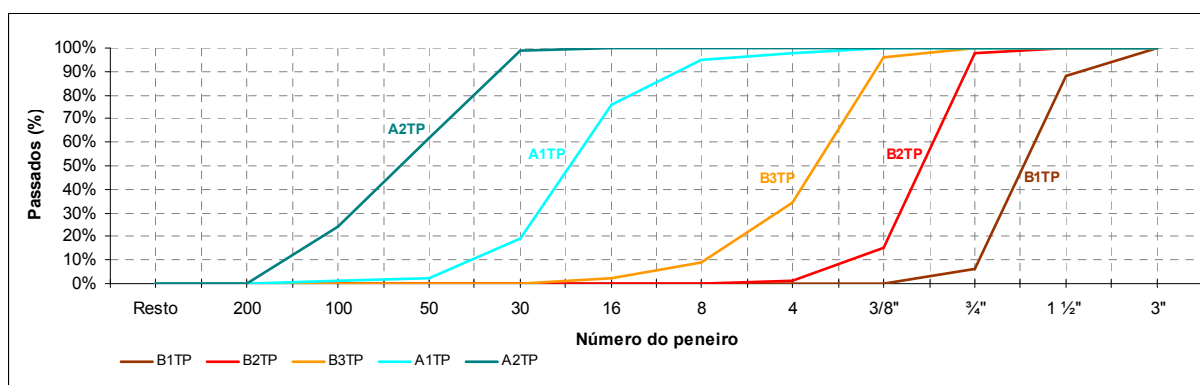


Figura 3.81 – Curva granulométrica dos agregados utilizados no viaduto do Terminal de Petroleiros.

No Quadro 3.10 mostram-se os valores da baridade para os diferentes agregados utilizados nas três obras.

Quadro 3.10 – Baridade dos agregados utilizados nos três viadutos

<b>Viaduto da Via Rápida</b>	<b>Brita</b>	B <sub>1VR</sub>	1280 kg/m <sup>3</sup>
	<b>Brita miúda</b>	B <sub>2VR</sub>	1190kg/m <sup>3</sup>
	<b>Areão (britadeira)</b>	A <sub>1VR</sub>	1230kg/m <sup>3</sup>
	<b>Meia Areia</b>	A <sub>2VR</sub>	1520 kg/m <sup>3</sup>
	<b>Areia Fina</b>	A <sub>3VR</sub>	1470 kg/m <sup>3</sup>
	<b>Brita graúda</b>	B <sub>3VR</sub>	1280 kg/m <sup>3</sup>
	<b>Brita miúda</b>	B <sub>4VR</sub>	1320 kg/m <sup>3</sup>
	<b>Meia Areia</b>	A <sub>4VR</sub>	1550 kg/m <sup>3</sup>
<b>Viadutos de acesso à Ponte Móvel</b>	<b>Areia Fina</b>	A <sub>5VR</sub>	1445 kg/m <sup>3</sup>
	<b>Brita</b>	B <sub>PM</sub>	1300kg/m <sup>3</sup>
<b>Viaduto do Terminal de Petroleiros</b>	<b>Areia</b>	A <sub>PM</sub>	1530kg/m <sup>3</sup>
	<b>Brita graúda</b>	B <sub>1TP</sub>	1325 kg/m <sup>3</sup>
	<b>Brita média</b>	B <sub>2TP</sub>	1250 kg/m <sup>3</sup>
	<b>Brita miúda</b>	B <sub>3TP</sub>	1320 kg/m <sup>3</sup>
	<b>Areia grossa</b>	A <sub>1TP</sub>	1570 kg/m <sup>3</sup>
	<b>Areia fina</b>	A <sub>2TP</sub>	1450 kg/m <sup>3</sup>

### 3.3.3.2 ANÁLISE DOS RESULTADOS

A legislação em vigor na altura da execução dos três viadutos (“Regulamento do Betão Armado”, 1935), referia relativamente aos agregados (areia e pedra) um conjunto de princípios gerais a serem respeitados. Actualmente as normas e especificações (NP-EN 206-1, 2005; NP-EN 12620, 2004; LNEC, E-467, 2005a) obrigam à realização de um elevado conjunto de ensaios e verificação da conformidade dos resultados obtidos. Assim, os ensaios realizados na altura serviram para apoiar o estudo da composição de betão e não para controlar as propriedades dos agregados.

### 3.3.4 ÁGUA

Para a amassadura dos betões dos três viadutos foi utilizada, em geral, água potável proveniente da rede de abastecimento público. Não foram encontrados registos de análises a esta água, o que não é de estranhar uma vez que, actualmente, de acordo com a norma NP EN 1008 (2003), a água potável é usada na amassadura do betão sem qualquer restrição.

No viaduto do Terminal de Petroleiros, foi utilizada água do mar, nos betões usados na selagem dos tubulões e nos caixões. A legislação então em vigor obrigava à utilização de água doce para qualquer tipo de betão. No entanto, sabia-se que a utilização da água do mar como água de amassadura não afectava o betão simples e que podia ser usada em betão armado conservado permanentemente imerso para relações A/C inferiores a 0,7 (Sousa Coutinho, 1988a). Segundo Sousa Coutinho (1988a), a utilização da água do mar na amassadura dá resultados normais, podendo verificar-se por vezes uma aceleração ligeira da presa, aumento das tensões de rotura iniciais e ligeira redução das resistências finais em relação de um betão idêntico amassado com água potável.

Nos betões de enchimento dos tubulões e dos maciços de ancoragem a origem da água é desconhecida.

Durante a construção do viaduto da Via Rápida foi detectada, em algumas betonagens, pela Fiscalização da APDL a utilização de água do rio Leça considerada imprópria para o fabrico de betão. A duração de utilização desta água nas betonagens foi de dois dias, sem ter sido feito registo dos elementos onde foram utilizados os betões que continham água de amassadura imprópria.

### 3.3.5 ADJUVANTES

No viaduto da Via Rápida e apenas nos betões dos pilares dos pórticos 4 e 9, nas imediações das articulações e nas vigas e laje do tabuleiro, recorreu-se ao uso de um adjuvante plastificante, Plastiment da Sika, em dosagens entre 0,45% e 0,7% do peso de cimento.

### 3.3.6 POZOLANAS

#### 3.3.6.1 RESULTADOS DOS ENSAIOS

As pozolanas usadas nos viadutos da Via Rápida e do Terminal de Petroleiros foram as pozolanas naturais de Santo Antão da então colónia portuguesa de Cabo Verde, uma vez que era prática comum da APDL recorrer ao uso de betão com pozolanas em elementos enterrados. Nos viadutos de acesso à Ponte Móvel usaram-se betões de cimento aluminoso para os elementos enterrados.

Os ensaios às pozolanas utilizadas no viaduto do Terminal de Petroleiros seguiram o “Caderno de Encargos para o fornecimento e recepção de pozolanas” aprovado pelo Decreto nº 42999 de 01-06-1960. Em relação ao viaduto da Via Rápida, desconhecem-se as normas seguidas para a realização dos ensaios. Todos os ensaios foram realizados no Laboratório de Ensaio de Materiais da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto com a excepção do ensaio da 1ª remessa de pozolanas, para o viaduto da Via Rápida, que foi realizado no Laboratório Nacional de Engenharia Civil.

Entre os ensaios físicos, mecânicos e químicos, realizados para todas as remessas de pozolanas, apenas foram considerados, neste trabalho, os valores dos ensaios respeitantes às remessas para as quais se fabricaram provetes de betão para posteriores ensaios, cujos resultados serão apresentados e analisados no ponto 3.3.7.

Para cada uma das remessas de pozolanas foram realizados ensaios físicos (determinação do peso específico, da baridade e da finura, no viaduto da Via Rápida e determinação da superfície específica e finura, no viaduto do Terminal de Petroleiros), ensaios mecânicos (resistência à flexão e à compressão aos 7 e 28 dias de idade) e ensaios químicos (determinação de humidade, dióxido de carbono, perda ao rubro entre 100 e 500°C, a composição em óxidos elementares,  $\text{SiO}_2$ ,  $\text{Al}_2\text{O}_3$ ,  $\text{Fe}_2\text{O}_3$ ,  $\text{CaO}$ ,  $\text{MgO}$ ,  $\text{SO}_3$ ,  $\text{Na}_2\text{O}+\text{K}_2\text{O}$ , água de hidratação e sulfuretos, no viaduto da Via Rápida, e determinação da reactividade pozolânica, no viaduto do Terminal de Petroleiros).

Os ensaios físicos, mecânicos e determinação da pozolanicidade, para o viaduto do Terminal de Petroleiros, foram feitos segundo os métodos descritos no “Caderno de encargos para o fornecimento e recepção de pozolanas” (1960).

Para os ensaios físicos e mecânicos, para uma comparação das pozolanas utilizadas nos dois viadutos, optou-se por fazer a média dos resultados obtidos em cada uma das remessas, uma vez que os valores, de um modo geral, eram semelhantes (Quadro 3.11). No Anexo I, nos Quadros I.7 e I.8 apresentam-se os resultados de cada uma das remessas.

Na Figura 3.82 apresenta-se a evolução das resistências à compressão e à flexão das pozolanas utilizadas nos dois viadutos.

Em relação aos ensaios químicos, optou-se por mostrar os valores das duas remessas consideradas, para o viaduto da Via Rápida, por em alguns casos esses valores não serem muito semelhantes (Quadro 3.12).

Quadro 3.11 – Resultados dos ensaios físicos e mecânicos efectuados à pozolana de Santo Antão nos dois viadutos.

POZOLANA NATURAL DE SANTO ANTÃO		Viaduto da Via Rápida	Viaduto do Terminal de Petroleiros
Designação		PVR	PTP
<b>Ensaio Físicos</b>			
Peso específico	g/cm <sup>3</sup>	2,1	-
Superfície específica	cm <sup>2</sup> /g	-	4398,13
Baridade	g/cm <sup>3</sup>	0,77	-
<b>Finura:</b>			
1. Retido no peneiro ASTM n°30	%	1,50	2,49
2. Retido no peneiro ASTM n°70	%	42,00	-
<b>Ensaio Mecânicos</b>			
<b>Tensões de rotura</b>			
1. Flexão aos 7 dias	MPa	1,87	1,72
2. Flexão aos 28 dias	MPa	3,17	2,71
3. Compressão aos 7 dias	MPa	6,28	5,37
4. Compressão aos 28 dias	MPa	11,62	10,04

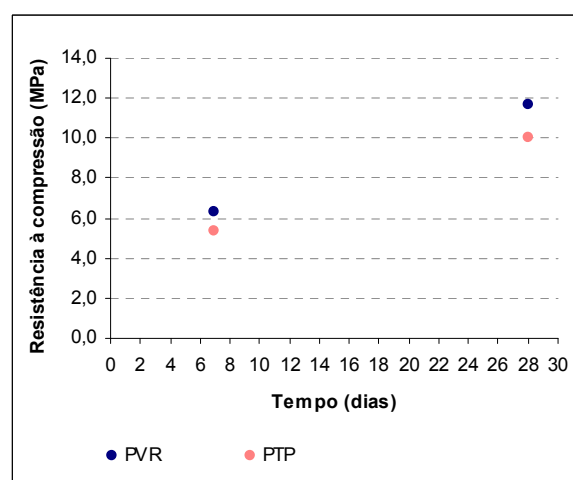
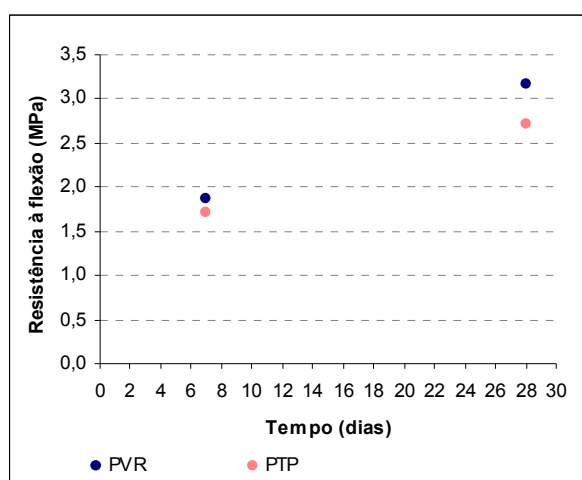


Figura 3.82 – Resistência à flexão e à compressão da pozolana utilizada nos dois viadutos.

Quadro 3.12 – Resultados dos ensaios químicos efectuados à pozolana de Santo Antão do viaduto da Via Rápida.

POZOLANA NATURAL DE SANTO ANTÃO		Viaduto da Via Rápida	
		2ª Remessa 17-02-1958	9ª Remessa 02-02-1959
<b>Análise Química</b>			
Humidade	%	5,20	4,00
Dióxido de Carbono (CO <sub>2</sub> )	%	0,50	0,40
Perda ao rubro entre 100 e 500°C	%	8,10	10,60
Sílica (SiO <sub>2</sub> ) + Insolúvel	%	49,80	47,50
Alumina (Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> )	%	16,50	19,10
Óxido de Ferro (Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub> )	%	6,40	4,10
Óxido de Cálcio (CaO)	%	4,00	1,90
Óxido de Magnésio (MgO)	%	1,90	0,00
Sulfatos (SO <sub>3</sub> )	%	0,00	0,00
Alcalis	%	7,80	8,60
H <sub>2</sub> O de hidratação	%	6,00	6,60
Sulfuretos	%	-	0,00

Para o viaduto do Terminal de Petroleiros, apresenta-se apenas, a título de exemplo, o diagrama da solubilidade do hidróxido de cálcio em função da concentração de álcalis a 40°C, encontrando-se nele assinalado o ponto que representa o teor em álcalis e o teor em óxido de cálcio de uma remessa (Figura 3.83). Em todas as outras remessas o ponto representativo do ensaio da reactividade pozolânica encontra-se abaixo da curva de saturação da solução de hidróxido de cálcio, indicando uma reactividade positiva.

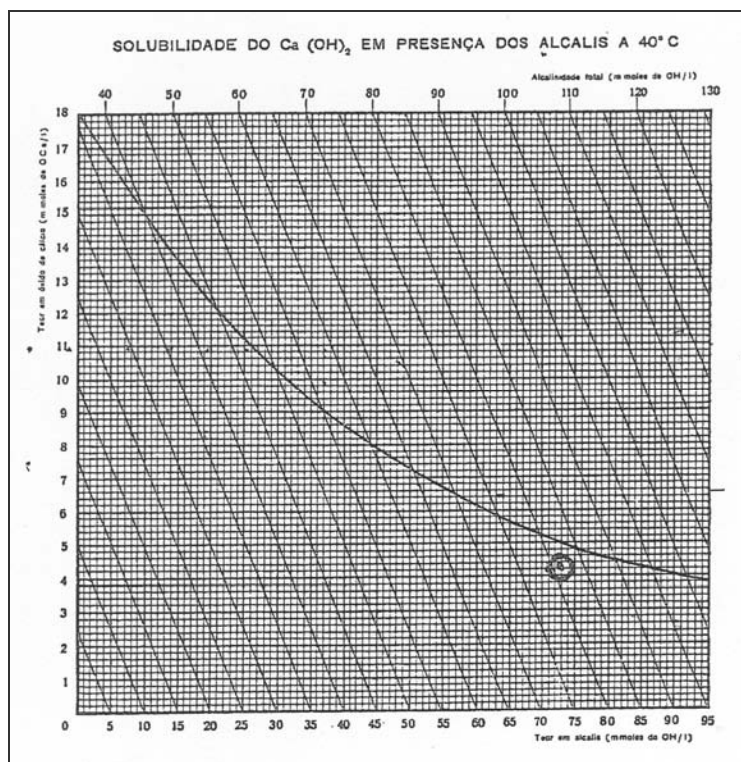


Figura 3.83 – Ponto representativo da reactividade de uma remessa de pozolana do viaduto do Terminal de Petroleiros e diagrama da solubilidade do hidróxido de cálcio em função da concentração de álcalis a 40°C.

### 3.3.6.2 ANÁLISE DOS RESULTADOS

Faz-se de seguida a análise dos resultados dos ensaios das pozolanas do viaduto do Terminal de Petroleiros, de acordo com a legislação na altura em vigor, Decreto-lei nº42999 de 1 de Junho de 1960. Uma vez que se desconhecem, como referido anteriormente, as condições impostas para a recepção das pozolanas do viaduto da Via Rápida os resultados dos ensaios são apenas analisados nas comparações com pozolanas com a mesma origem.

Para as pozolanas do viaduto do Terminal de Petroleiros, o “Caderno de Encargos para o fornecimento e recepção de pozolanas” (1960), impõe valores para a finura, tensões de rotura e pozolanicidade.

À finura, definida pelo resíduo no peneiro ASTM nº30, é exigido um valor máximo de 5% e os mínimos de superfície específica determinada pelo método de Blaine, são de 3000cm<sup>2</sup>/g (pozolana do tipo I) e de 2000cm<sup>2</sup>/g (pozolana do tipo II). Os valores dos ensaios das pozolanas do Terminal de Petroleiros (Quadro 3.11) estão dentro dos limites especificados.

Os valores determinados nos ensaios das pozolanas do viaduto do Terminal de Petroleiros (Quadro 3.9) estão dentro dos especificados no “Caderno de Encargos para o fornecimento e recepção de pozolanas” (1960) (Quadro 3.13).

No viaduto do Terminal de Petroleiros, em relação às propriedades químicas, apenas foi determinada a pozolanicidade, uma vez que a legislação na altura em vigor apenas impunha valores para esta propriedade. Como foi referido atrás, o valor foi positivo para todas as remessas de pozolana estudadas. Dispondo de um diagrama da solubilidade do hidróxido de cálcio a 40°C em função do teor em álcalis, para que a pozolana seja reactiva (resultado positivo), e a sua quantidade no cimento aceitável, é necessário que o ponto representativo de uma solução, em 100 cm<sup>3</sup> de água destilada da

proporção pozolana/cimento, se situe abaixo da curva de saturação da solução de hidróxido de cálcio (Sousa Coutinho, 1988a).

Quadro 3.13 – Tensões de rotura mínimas por flexão e compressão (MPa) (“Caderno de Encargos para o fornecimento e recepção de pozolanas”, 1960)

Idade	Ensaio	Tipo I	Tipo II
7 dias	Flexão	1,0	-
	Compressão	2,0	-
28 dias	Flexão	2,0	1,0
	Compressão	6,1	3,0

No Quadro 3.14 mostram-se os valores determinados para as propriedades físicas e mecânicas, e no Quadro 3.15, para as propriedades químicas, de uma pozolana de Santo Antão (Sousa Coutinho, 1988a).

Como se pode observar, os valores, de uma maneira geral, são semelhantes aos encontrados, quer nas pozolanas utilizadas no viaduto da Via Rápida, quer nas pozolanas do viaduto do Terminal de Petroleiros, podendo-se justificar as pequenas diferenças existentes pelo facto de as pozolanas de Santo Antão serem um material natural, e portanto, as suas características variarem.

É interessante verificar que as propriedades químicas das pozolanas,  $\text{SO}_3$ ,  $\text{SiO}_2$ ,  $\text{Al}_2\text{O}_3$ ,  $\text{Fe}_2\text{O}_3$ ,  $\text{MgO}$ , do viaduto da Via Rápida, e a pozolanicidade, do viaduto do Terminal de Petroleiros, respeitam as exigências actualmente impostas.

Quadro 3.14 – Propriedades físicas e mecânicas de pozolanas de Santo Antão (Sousa Coutinho, 1988a))

POZOLANA NATURAL DE SANTO ANTÃO		(Sousa Coutinho, 1988a)
<b>Designação</b>		
<b>Ensaio</b>		
Peso específico	g/cm <sup>3</sup>	-
Superfície específica	cm <sup>2</sup> /g	4270
Baridade	g/cm <sup>3</sup>	-
Finura:		
1. Retido no peneiro ASTM nº30	%	-
2. Retido no peneiro ASTM nº70	%	-
<b>Ensaio Mecânicos</b>		
Tensões de rotura		
1. Flexão aos 7 dias	MPa	2,00
2. Flexão aos 28 dias	MPa	3,90
3. Compressão aos 7 dias	MPa	4,70
4. Compressão aos 28 dias	MPa	10,50

Quadro 3.15 – Propriedades químicas de pozolanas de Santo Antão (Sousa Coutinho, 1988a))

POZOLANA NATURAL DE SANTO ANTÃO		(Sousa Coutinho, 1988a)
<b>Análise Química</b>		
Humidade	%	-
Dióxido de Carbono ( $\text{CO}_2$ )	%	-
Perda de peso entre 100 e 500°C	%	10,6
Sílica ( $\text{SiO}_2$ ) + Insolúvel	%	49,80
Alumina ( $\text{Al}_2\text{O}_3$ )	%	20,30
Óxido de Ferro ( $\text{Fe}_2\text{O}_3$ )	%	2,20
Óxido de Cálcio ( $\text{CaO}$ )	%	1,80
Óxido de Magnésio (OMg)	%	1,70
Sulfatos ( $\text{SO}_3$ )	%	0,30
Alcalis	%	11,0
H <sub>2</sub> O de hidratação	%	-
Sulfuretos	%	-

### 3.3.7 BETÕES

#### 3.3.7.1 COMPOSIÇÃO DOS BETÕES

Nos três viadutos foi utilizada uma grande variedade de composições de betão, num total de vinte e quatro, dependendo da função estrutural dos elementos em cada viaduto. Para ter uma melhor percepção dos diferentes betões utilizados em cada viaduto e, tendo em conta que a quantidade de informação que foi possível recolher é bastante elevada, esta foi organizada de uma forma segmentada, em quadros e desenhos, para permitir uma fácil leitura e uma visualização dos betões nas estruturas.

A cada tipo de betão atribui-se uma designação do tipo “AB<sub>n</sub>”, correspondendo as letras “AB” às iniciais dos viadutos, VR, para o viaduto da Via Rápida, PM, para os viadutos de acesso à Ponte Móvel e TP para o viaduto do Terminal de Petroleiros. A letra em índice corresponde ao número do betão.

Nos Quadros 3.16, 3.17 e 3.18 apresenta-se a identificação de cada um dos betões empregues nos viadutos.

Com o objectivo de facilitar a visualização dos diferentes betões utilizados, elaboraram-se as Figuras 3.84, 3.85, 3.86, 3.87, 3.88, 3.89 e 3.90, com base nos desenhos dos projectos originais de cada um dos viadutos (Correia de Araújo et al, 1955; Correia de Araújo et al, 1956; SOMEK, 1956; Ribeiro da Silva, 1957; ENARCO, 1966). Nestas figuras são identificados os diversos betões existentes em cada uma das obras. Para as vigas de suporte das paredes-pêndulo dos viadutos de acesso à Ponte Móvel e para os caixões intermédios do viaduto do Terminal de Petroleiros, não são assinalados os betões por não se dispor de desenhos destes elementos.

Quadro 3.16 – Identificação dos betões utilizados no viaduto da Via Rápida

Betão	Elemento estrutural
VR <sub>1</sub>	Maciços de fundação dos pórticos 2, 3 e 4 com fundação directa (betão simples)
VR <sub>2</sub>	Estacas das fundações dos pórticos correntes (betão armado)
VR <sub>3</sub>	Muro do encontro norte e parte do muro do encontro sul, pórticos (pilares e vigas), excepto o pórtico nº 3, e maciços das estacas e vigas lintel e padieira de fundação dos pórticos correntes (betão armado)
VR <sub>4</sub>	Maciço de fundação do encontro norte (betão armado)
VR <sub>5</sub>	Viga-consola da quarta célula (contrapeso no tardo) das fundações dos pórticos adjacentes ao rio Leça (betão armado)
VR <sub>6</sub>	Enchimento das câmaras de trabalho dos caixões de ar comprimido das fundações dos pórticos adjacentes ao rio Leça (betão simples)
VR <sub>7</sub>	Paredes das câmaras de trabalho, paredes de elevação e laje de fundação dos caixões de ar comprimido das fundações dos pórticos adjacentes ao rio Leça (betão armado)
VR <sub>8</sub>	Viga de ligação dos caixões das fundações dos pórticos adjacentes ao rio Leça (betão armado)
VR <sub>9</sub>	Enchimento da célula central dos caixões das fundações dos pórticos adjacentes ao rio Leça (poços centrais em betão ciclópico)
VR <sub>10</sub>	Nos pilares dos pórticos 4 e 9 nas imediações das articulações (betão armado)
VR <sub>11</sub>	Parte do muro do encontro sul (betão ciclópico)
VR <sub>12</sub>	Vigas longitudinais do tabuleiro (betão pré-esforçado)
VR <sub>13</sub>	Carlingas (betão pré-esforçado) e lajes (betão armado) entre longarinas do tabuleiro

Quadro 3.17 – Identificação dos betões utilizados nos viadutos de acesso à Ponte Móvel

Betão	Elemento estrutural
PM <sub>1</sub>	Sapatas dos pórticos 1, 2, 3, 4, 5, 6, 14 e 15 (betão armado) Vigas inferiores de suporte às paredes pêndulo, articulações inferiores das paredes pêndulo e paredes pêndulo – pórticos 8 e 9 (betão armado) Pilares dos pórticos 1 a 7 e 10 a 15 (betão armado)
PM <sub>2</sub>	Paredes de elevação e lajes de fundação dos encontros norte e sul (betão armado) Estacas e maciços de encabeçamento das estacas dos pórticos 7, 10, 11, 12 e 13 (betão armado)
PM <sub>3</sub>	Articulações superiores das paredes pêndulo e vigas superiores de suporte às paredes pêndulo – pórticos 8 e 9 (betão armado) Vigas longitudinais e transversais de suporte do tabuleiro (betão pré-esforçado) Lajes do tabuleiro (betão armado)



Quadro 3.18 – Identificação dos betões utilizados no viaduto do Terminal de Petroleiros de Leixões

Betão	Elemento estrutural
TP <sub>1</sub>	Vigas da estrutura do viaduto porta-condutas e ligações das vigas transversais e longitudinais do viaduto porta-condutas (betão pré-esforçado) e vigas de encabeçamento na plataforma dos postos de acostagem (betão armado?)
TP <sub>2</sub>	Encabeçamento dos tubulões (betão armado)
TP <sub>3</sub>	Paredes dos tubulões (betão armado)
TP <sub>4</sub>	Enchimento dos tubulões (betão simples)
TP <sub>5</sub>	Selagem da base dos tubulões (betão simples)
TP <sub>6a</sub>	Maciços de ancoragem (betão armado)
TP <sub>6b</sub>	Maciços de ancoragem (betão armado)
TP <sub>7</sub>	Caixões intermédios de apoio do viaduto (betão armado)
TP <sub>8</sub>	Enchimento dos caixões intermédios de apoio do viaduto (betão simples)

No Quadro 3.19 apresenta-se a origem de cada um dos materiais constituintes dos betões utilizados nos três viadutos.

Como se pode verificar, da análise do Quadro 3.19, todo o cimento, com a excepção do cimento utilizado no betão PM<sub>2</sub>, estacas e maciços de encabeçamento das estacas dos pórticos 7, 10, 11, 12 e 13, é cimento portland da Secil. A pozolana, quando empregue, foi sempre a pozolana natural de Santo Antão em Cabo Verde e as areias são sempre provenientes de praias da zona, a praia da Boa Nova e do Cabo do Mundo. Quanto aos granitos que deram origem à brita, provêm de pedreiras distintas, Madalena, Águas Santas, Milheirós, Santa Cruz do Bispo, Póvoa de Varzim, S. Gens, Esposade e Freixieiro, todas nos arredores da cidade do Porto.

O estudo da composição dos betões foi feito no Laboratório de Ensaio de Materiais da Faculdade de Engenharia pelo método das curvas de referência, utilizando, para ajustar a granulometria dos agregados, a curva de Bolomey, nos viadutos da Via Rápida e da Ponte Móvel, e a curva de Faury no viaduto do Terminal de Petroleiros (Sousa Coutinho, 1988b).

Nos Quadros 3.20, 3.21 e 3.22 apresenta-se a composição de cada um dos betões usados nos três viadutos. Por vezes, num número reduzido de betões, não se utilizou em obra a dosagem preconizada no estudo da sua composição. Nestes casos aparecem no quadro dois valores para o mesmo constituinte, correspondendo o primeiro à quantidade preconizada e o segundo à quantidade utilizada em obra.

Da análise dos Quadros 3.20, 3.21 e 3.22, constata-se que apenas se utilizaram adjuvantes no viaduto da Via Rápida e num número limitado de betões. As pozolanas só foram empregues nos elementos enterrados dos viadutos da Via Rápida e do Terminal de Petroleiros. A maior parte dos betões utilizados nos três viadutos apresentam relações água/cimento (A/C) pequenas, de uma maneira geral, inferiores a 0,5. As relações água/cimento significativamente superiores aparecem unicamente em betões de enchimento. No Quadro 3.21, existem duas quantidades de cimento e de agregados nos betões PM<sub>2</sub> e PM<sub>1</sub>, respectivamente. O primeiro valor corresponde à quantidade utilizada no ensaio e o segundo corresponde à quantidade utilizada em obra.



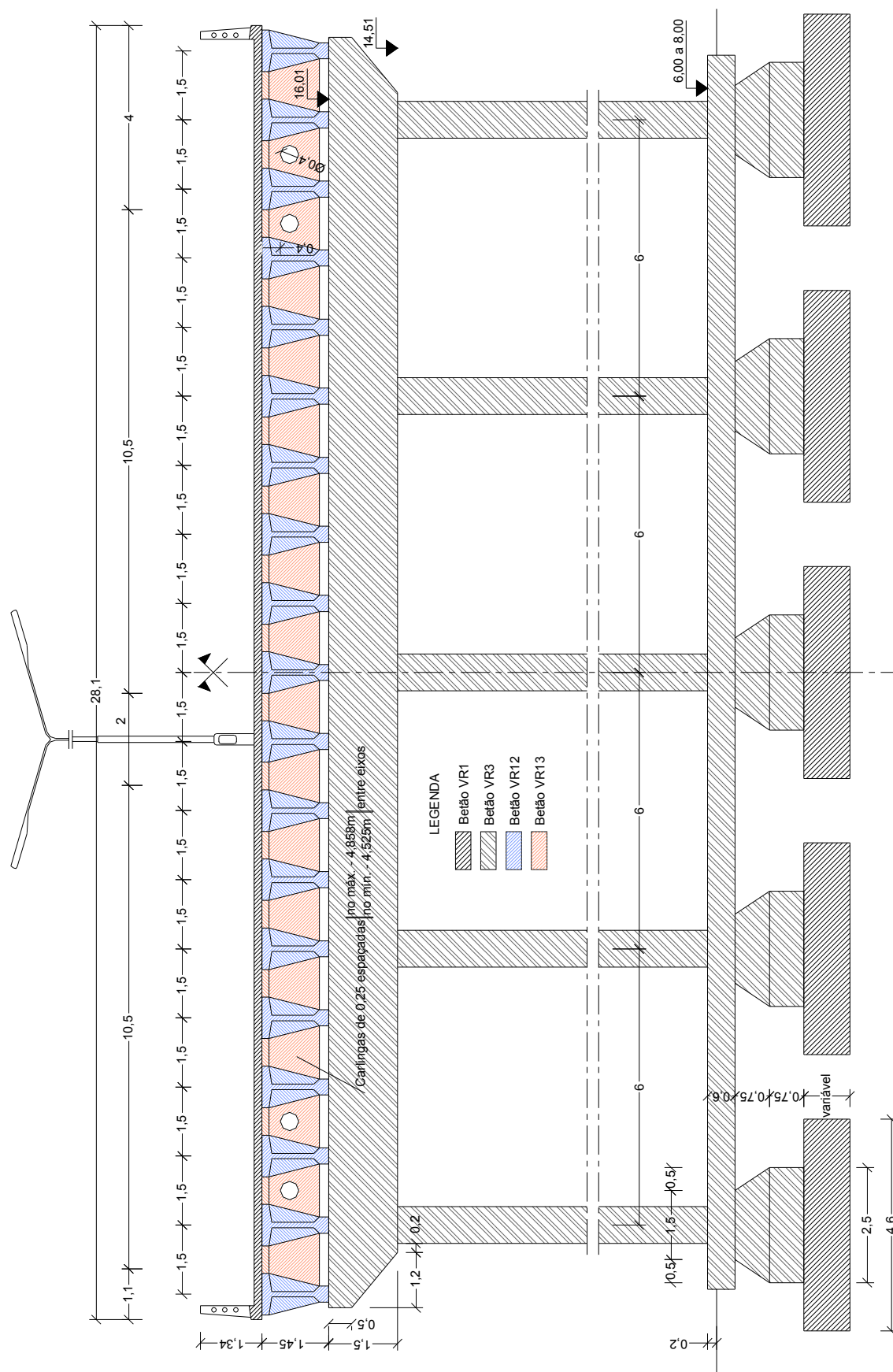


Figura 3.85 – Identificação dos betões utilizados nos pórticos com fundação directa do viaduto da Via Rápida

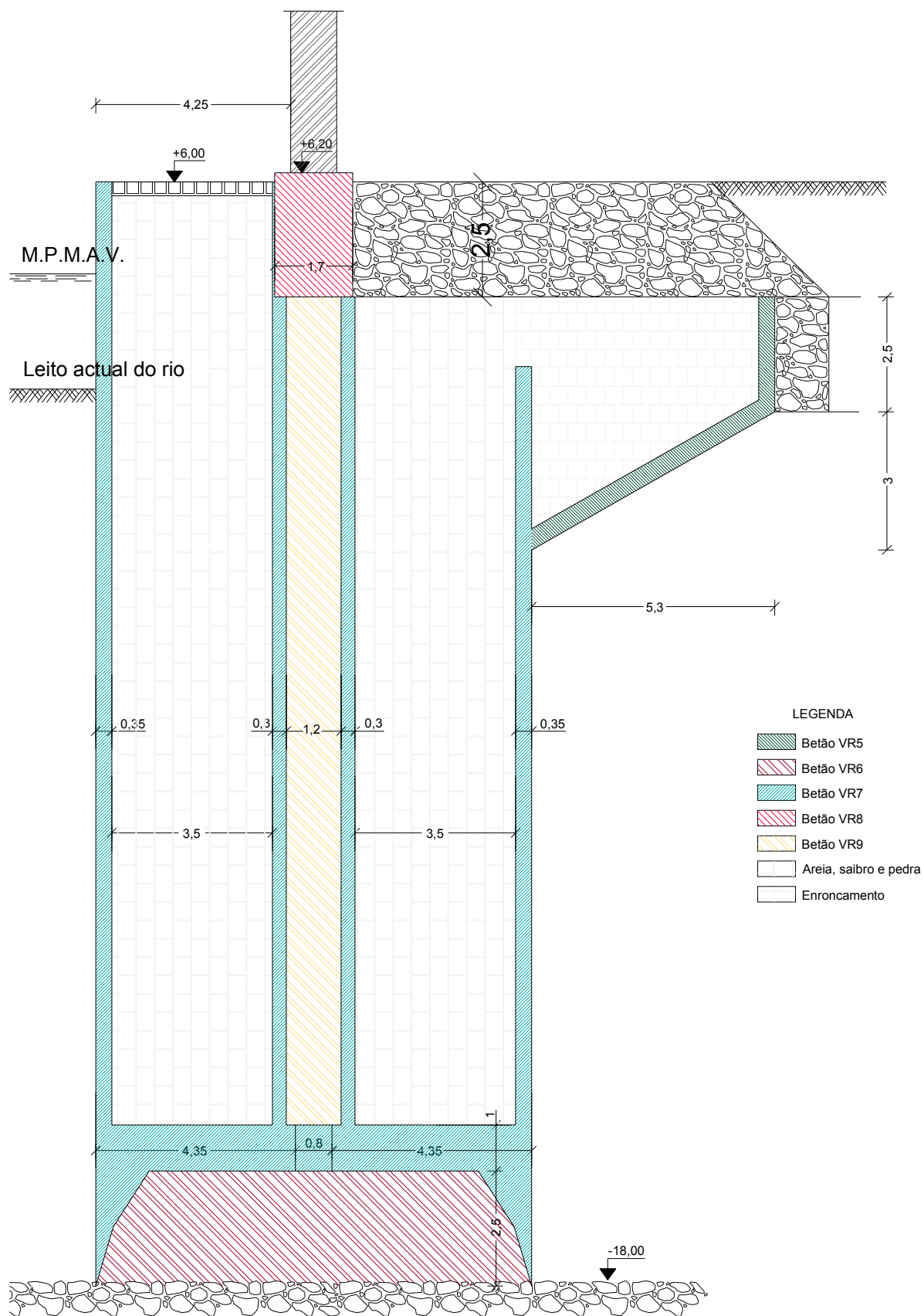


Figura 3.86 – Identificação dos betões utilizados nas fundações dos pórticos adjacentes ao rio Leça do viaduto da Via Rápida

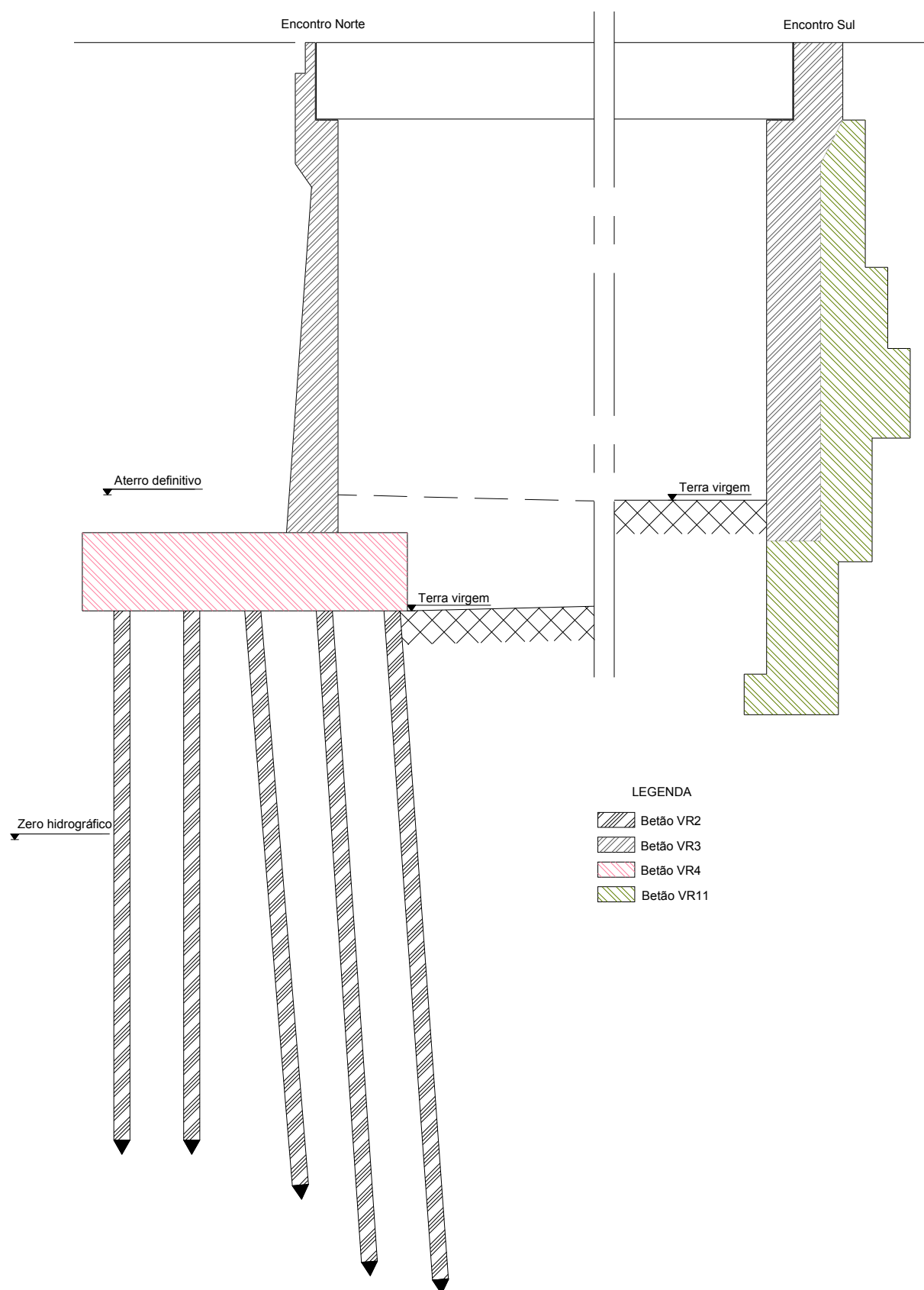


Figura 3.87 – Identificação dos betões utilizados nos encontros do viaduto da Via Rápida

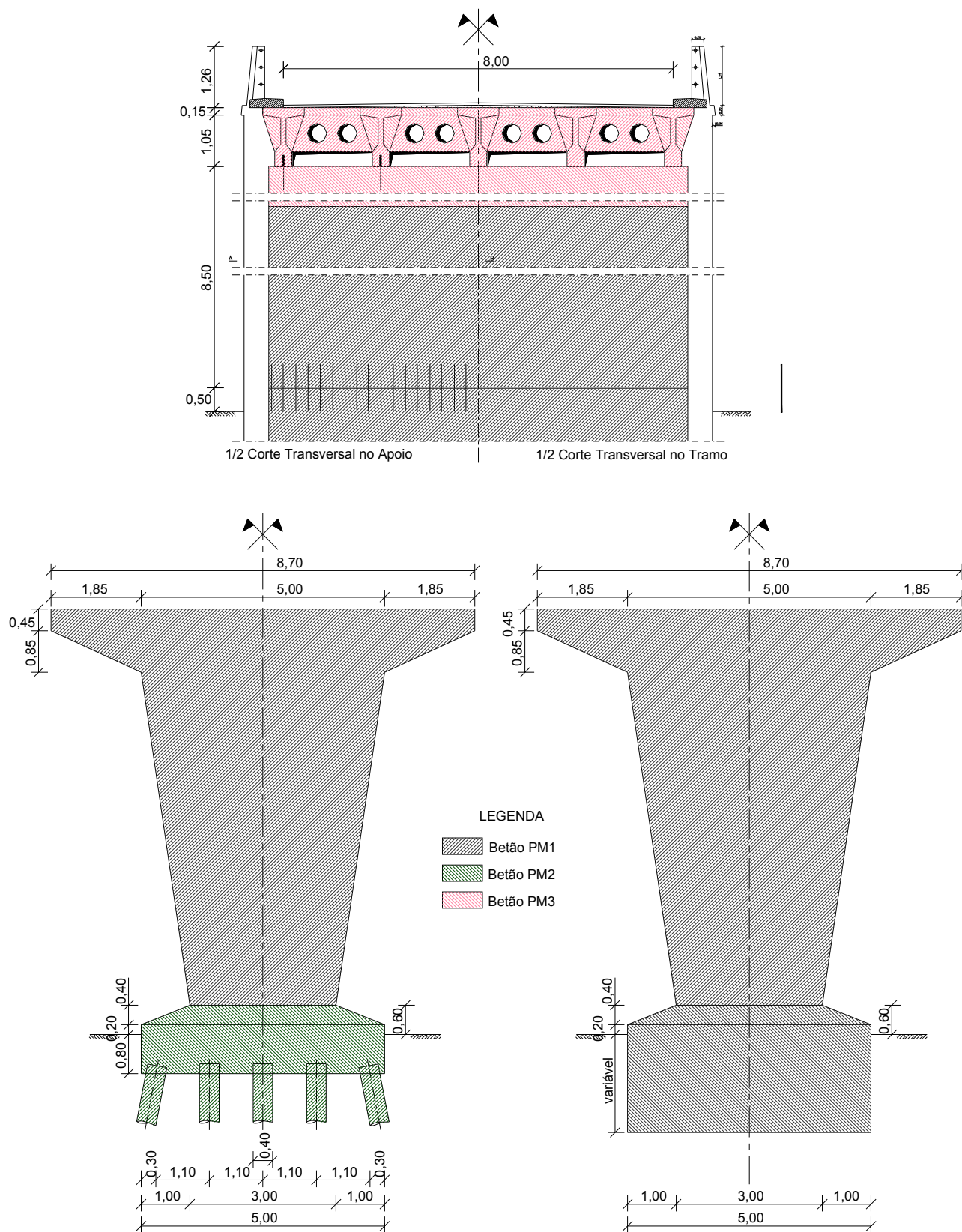


Figura 3.88 – Identificação dos betões utilizados nos pórticos dos viadutos de acesso à Ponte Móvel

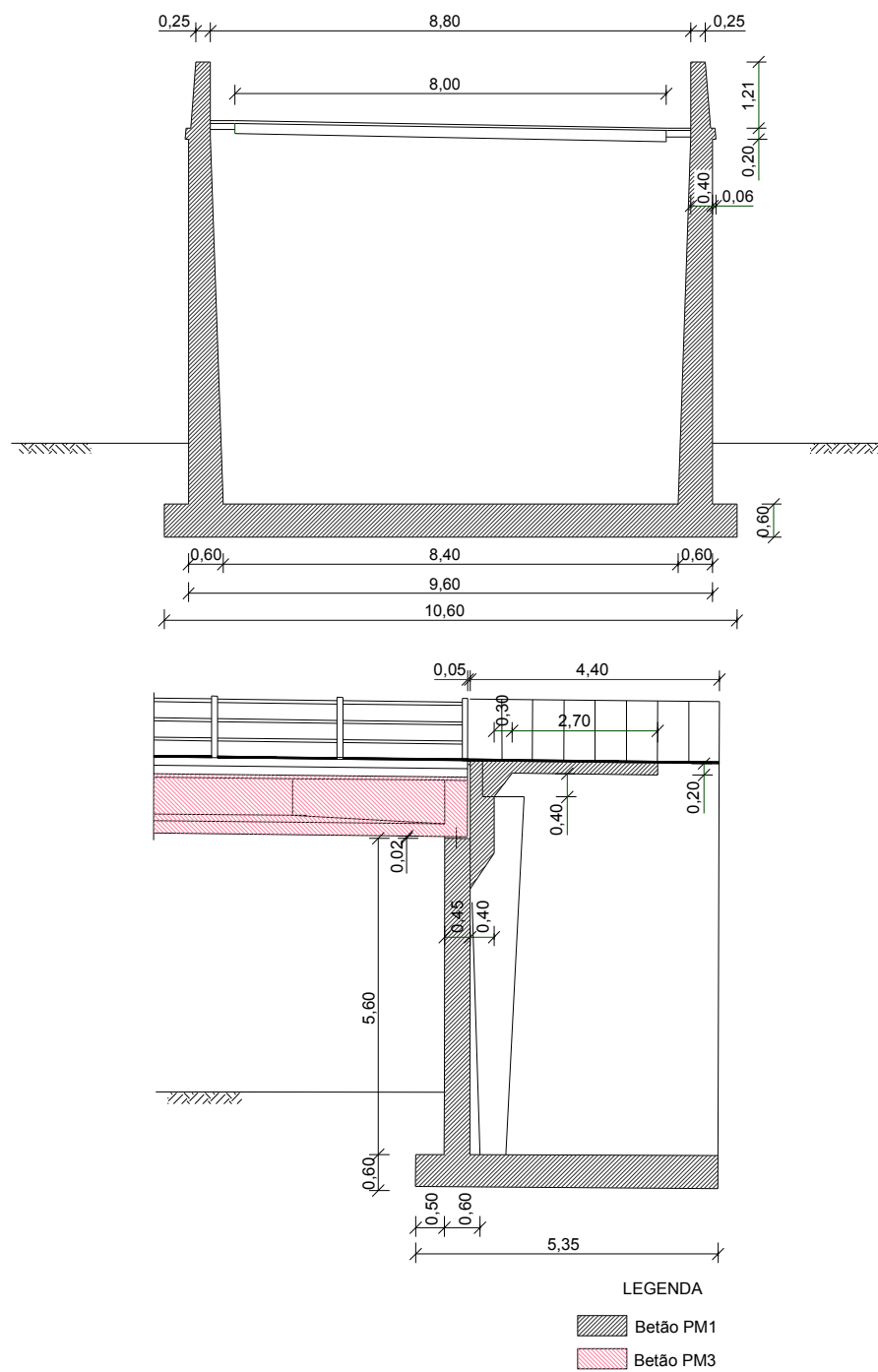


Figura 3.89 – Identificação dos betões utilizados nos encontros dos viadutos de acesso à Ponte Móvel

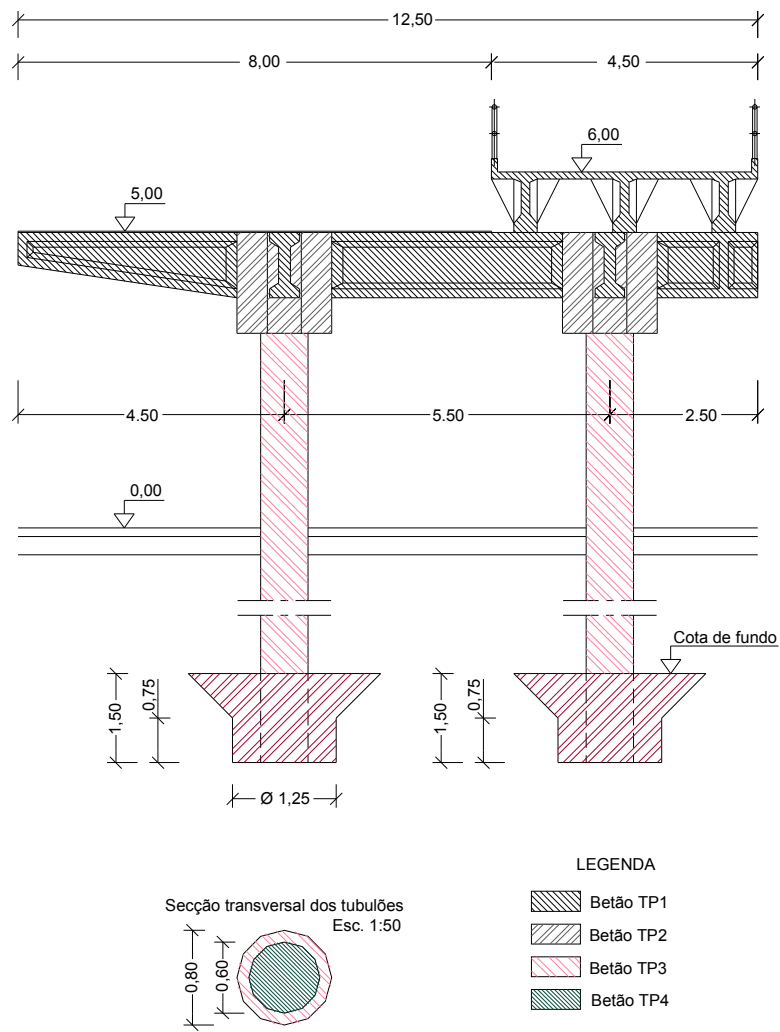


Figura 3.90 – Identificação dos betões utilizados nas vigas e tubulões do viaduto do Terminal de Petroleiros



Quadro 3.19 – Origem dos diferentes materiais que compõem os betões utilizados nos três viadutos.

Betão	Cimento (origem/tipo)	Adjuvantes (origem/tipo)	Pozolana natural	Areia	Brita	Água
VR <sub>1</sub>	Secil / portland	-	-	Praia do Cabo do Mundo	Granitos de Esposade.	Rede pública
VR <sub>2</sub>	Secil / portland	-	-	Praia do Cabo do Mundo	Granitos de Esposade.	Rede pública
VR <sub>3</sub>	Secil / portland	-	-	Praia do Cabo do Mundo	Granitos de Esposade.	Rede pública
VR <sub>4</sub>	Secil / portland	-	-	Praia do Cabo do Mundo	Granitos de Esposade.	Rede pública
VR <sub>5</sub>	Secil / portland	-	Santo Antão	Praia do Cabo do Mundo	Granitos de Esposade.	Rede pública
VR <sub>6</sub>	Secil / portland	-	Santo Antão	Praia do Cabo do Mundo	Granitos de Esposade.	Rede pública
VR <sub>7</sub>	Secil / portland	-	Santo Antão	Praia do Cabo do Mundo	Granitos de Esposade.	Rede pública
VR <sub>8</sub>	Secil / portland	-	-	Praia do Cabo do Mundo	Granitos de Esposade.	Rede pública
VR <sub>9</sub>	Secil / portland	-	-	Praia do Cabo do Mundo	Granitos de Esposade e de S.Gens.	Rede pública
VR <sub>10</sub>	Secil / portland	Sika / Plastiment	-	Praia do Cabo do Mundo	Granitos de Esposade.	Rede pública
VR <sub>11</sub>	Secil / portland	-	-	Praia do Cabo do Mundo	Granitos de Esposade.	Rede pública
VR <sub>12</sub>	Secil / portland	Sika / Plastiment	-	Praia do Cabo do Mundo	Granitos de Esposade.	Rede pública
VR <sub>13</sub>	Secil / portland	Sika / Plastiment	-	Praia do Cabo do Mundo	Granitos de Esposade.	Rede pública
PM <sub>1</sub>	Secil / portland			Praia da Boa Nova	Granitos de Milheirós, Águas Santas e Madalena	Rede pública
PM <sub>2</sub>	Lafarge / fundido aluminoso			Praia do Cabo do Mundo	Desconhecida	Rede pública
PM <sub>3</sub>	Secil / portland			Praia da Boa Nova	Granitos de Santa Cruz do Bispo e Madalena	Rede pública
TP <sub>1</sub>	Secil / portland		-	Praia do Cabo do Mundo	Granitos do Freixieiro	Rede pública
TP <sub>2</sub>	Secil / portland		-	Praia do Cabo do Mundo	Granitos do Freixieiro	Rede pública
TP <sub>3</sub>	Secil / portland		Santo Antão	Praia do Cabo do Mundo	Granitos da Póvoa de Varzim e do Freixieiro	Rede pública
TP <sub>4</sub>	Secil / portland		Santo Antão	Praia do Cabo do Mundo	Desconhecida	Desconhecida
TP <sub>5</sub>	Secil / portland		Santo Antão	Praia do Cabo do Mundo	Granitos do Freixieiro	Mar
TP <sub>6a</sub>	Secil / portland		Santo Antão	Praia do Cabo do Mundo	Desconhecida	Desconhecida
TP <sub>6b</sub>	Secil / portland		Santo Antão	Praia do Cabo do Mundo	Desconhecida	Desconhecida
TP <sub>7</sub>	Secil / portland		Santo Antão	Praia do Cabo do Mundo	Granitos do Freixieiro	Mar
TP <sub>8</sub>	Secil / portland		Santo Antão	Praia do Cabo do Mundo	Granitos do Freixieiro	Mar

Quadro 3.20 – Composição dos betões utilizados no viaduto da Via Rápida

Betão	Cimento (kg/m <sup>3</sup> )	Pastificante (kg/m <sup>3</sup> )	Pozolana (kg/m <sup>3</sup> )	Areia (kg/m <sup>3</sup> )	Brita (kg/m <sup>3</sup> )		Pedra (% de betão colocado)	Água (l/m <sup>3</sup> )	Relação A/C
VR <sub>1</sub>	250	-	-	Meia areia	Brita miúda	357	-	Potável	0,44
VR <sub>2</sub>	350	-	-	Meia areia A <sub>2VR</sub>	Brita média	738	-	Potável	0,34
VR <sub>3</sub>	300	-	-	Meia areia A <sub>2VR</sub>	Brita miúda B <sub>2VR</sub>	381	-	Potável	0,50
VR <sub>4</sub>	300	-	-	Meia areia	Brita B <sub>1VR</sub>	935	-	Potável	0,47
VR <sub>5</sub>	287	-	63	Meia areia A <sub>4VR</sub>	Brita miúda B <sub>2VR</sub>	352	-	Potável	0,47
VR <sub>6</sub>	175	-	75	Meia areia A <sub>5VR</sub>	Brita B <sub>1VR</sub>	680	-	Potável	0,80
VR <sub>7</sub>	287	-	63	Meia areia A <sub>4VR</sub>	Brita média	712	-	Potável	0,52
VR <sub>8</sub>	350	-	-	Meia areia	Brita graúda	369	-	Potável	0,38
VR <sub>9</sub>	200	-	-	Meia areia A <sub>5VR</sub>	Brita miúda B <sub>4VR</sub>	416	-	Potável	0,80
VR <sub>10</sub>	416	3,0	-	Meia areia A <sub>3VR</sub>	Brita graúda B <sub>3VR</sub>	941	30	Potável	0,36
VR <sub>11</sub>	250	-	-	Meia areia A <sub>2VR</sub>	Brita miúda B <sub>2VR</sub>	488	-	Potável	0,56
VR <sub>12</sub> *	330	3,0	-	Meia areia A <sub>3VR</sub>	Brita graúda B <sub>3VR</sub>	806	-	Potável	0,45
VR <sub>13</sub> *	330	1,5	-	Meia areia A <sub>2VR</sub>	Brita miúda B <sub>2VR</sub>	708	-	Potável	0,45

\* Admite-se que nos betões VR<sub>12</sub> e VR<sub>13</sub> haja um engano nas medições.

Quadro 3.21 – Composição dos betões utilizados nos viadutos de acesso à Ponte Móvel

PM <sub>1</sub>	300	-	-	Areia A <sub>1PM</sub>	964/918	Brita B <sub>1PM</sub>	1157/1079	-	Potável	145	0,45/0,51
PM <sub>2</sub>	400/350	-	-	Areia A <sub>2PM</sub>	796	Brita niúda B <sub>2PM</sub>	428	-	Potável	180	0,481
						Brita média B <sub>3PM</sub>	738				
PM <sub>3</sub>	400	-	-	Areia A <sub>1PM</sub>	811	Brita B <sub>1PM</sub>	1079	-	Potável	176	0,44

Quadro 3.22 – Composição dos betões utilizados no viaduto do Terminal de Petroleiros

Betão	Cimento (kg/m <sup>3</sup> )	Pastificante (kg/m <sup>3</sup> )	Pozolana (kg/m <sup>3</sup> )	Areia (kg/m <sup>3</sup> )		Brita (kg/m <sup>3</sup> )		Pedra (% de betão colocado)	Água (l/m <sup>3</sup> )	Relação A/C
TP <sub>1</sub>	400	-	-	Areia fina A <sub>2TP</sub>	140	Brita miúda B <sub>3TP</sub>	1275	-	Potável	0,40
				Meia areia A <sub>1TP</sub>	420					
TP <sub>2</sub>	400	-	-	Areia fina A <sub>2TP</sub>	300	Brita miúda B <sub>3TP</sub>	1000	-	Potável	0,42
				Meia areia A <sub>1TP</sub>	520					
TP <sub>3</sub>	290	-	60	Areia fina A <sub>2TP</sub>	220	Brita miúda B <sub>3TP</sub>	1250	-	Potável	0,50
				Meia areia A <sub>1TP</sub>	440					
TP <sub>4</sub>	175	-	75	Areia fina A <sub>2TP</sub>	290	Brita graúda B <sub>1TP</sub>	1240	-	Desconhecida	0,54
				Meia areia A <sub>1TP</sub>	590					
TP <sub>5</sub>	300	-	100	Areia fina A <sub>2TP</sub>	110	Brita média B <sub>2TP</sub>	1120	-	Mar	0,44
				Meia areia A <sub>1TP</sub>	430					
TP <sub>6a</sub>	225	-	75	Areia fina A <sub>2TP</sub>	140	Brita miúda B <sub>3TP</sub>	420	-	Desconhecida	0,42
				Meia areia A <sub>1TP</sub>	420					
TP <sub>6b</sub>	225	-	75	Areia fina A <sub>2TP</sub>	190	Brita graúda B <sub>1TP</sub>	1260	-	Desconhecida	0,48
				Meia areia A <sub>1TP</sub>	630					
TP <sub>7</sub>	290	-	60	Areia fina A <sub>2TP</sub>	161	Brita média B <sub>2TP</sub>	1100	-	Mar	0,43
				Meia areia A <sub>1TP</sub>	481					
TP <sub>8</sub>	150	-	50	Areia fina A <sub>2TP</sub>	300	Brita graúda B <sub>1TP</sub>	1420	-	Mar	0,60
				Meia areia A <sub>1TP</sub>	600					

### 3.3.7.2 RESULTADOS DOS ENSAIOS

Foram realizados no Laboratório de Ensaio de Materiais da Faculdade Engenharia, ensaios de compressão simples de dezoito betões dos três viadutos para diferentes idades. O betão com cimento aluminoso (PM<sub>2</sub>) foi ensaiado só aos 3 dias e o betão TP<sub>2</sub> foi ensaiado aos 3, 5 e 7 dias. Dos restantes betões, catorze foram ensaiados pelo menos até aos 3 meses, sendo apenas três ensaiados até aos 28 dias. Seis betões foram ensaiados até aos 10 anos.

Para os ensaios de compressão simples, os provetes de betão, todos desmoldados às 24 horas, foram conservados em câmara húmida até aos 3 meses e, no mar, desde os 3 meses até à data do ensaio.

No Quadro 3.23 mostram-se as resistências de todos os betões ensaiados para os três viadutos. Estas resistências são médias de pelo menos três provetes.

Quadro 3.23 – Resistência à compressão dos betões ensaiados dos três viadutos.

Resistência à compressão dos betões dos três viadutos (MPa)												
Betão	Idade											
	3dias	5dias	7dias	9dias	10dias	15dias	28dias	3meses	1ano	3anos	5anos	10anos
VR <sub>2</sub>	-	-	31	-	-	-	38	45	-	-	-	-
VR <sub>3</sub>	18	-	24	-	-	-	34	-	-	-	-	-
VR <sub>5</sub>	-	-	23	-	-	-	39	43	49	49	44	41
VR <sub>6</sub>	-	-	17	-	-	-	32	35	33	36	40	36
VR <sub>7</sub>	-	-	24	-	-	-	39	46	49	49	44	41
VR <sub>9</sub>	-	-	19	-	-	-	25	29	33	36	33	32
VR <sub>10</sub>	22	-	27	-	-	-	46	-	-	-	-	-
VR <sub>12</sub>	-	-	28	-	-	-	44	51	-	-	-	-
VR <sub>13</sub>	-	-	20	-	-	-	30	35	-	-	-	-
PM <sub>1</sub>	-	-	40	-	-	-	53	59	-	-	-	-
PM <sub>2</sub>	70	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
PM <sub>3</sub>	-	-	30	-	-	-	46	49	-	-	-	-
TP <sub>1</sub>	20	25	29	-	34	48	43	47	-	-	-	-
TP <sub>2</sub>	21	27	30	-	-	-	-	-	-	-	-	-
TP <sub>3</sub>	-	-	21	-	-	-	33	42	38	40	37	35
TP <sub>5</sub>	-	-	27	-	-	-	40	46	43	43	43	43
TP <sub>7</sub>	-	-	29	31	-	-	41	46	44	-	-	-
TP <sub>8</sub>	-	-	15	-	-	-	30	36	-	-	-	-

Em seguida, nas Figuras 3.91, 3.92, 3.93, 3.94, 3.95, 3.96, 3.97, 3.98, 3.99, 3.100, 3.101, 3.102, 3.103, 3.104, 3.105, 3.106 e 3.107 apresenta-se a evolução da resistência à compressão no tempo nos betões onde se realizaram ensaios.

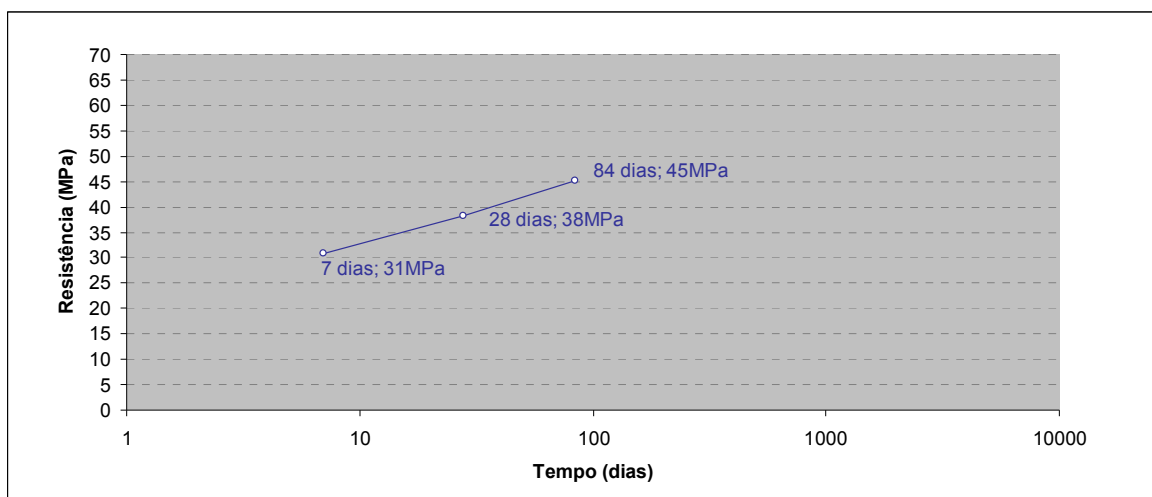


Figura 3.91 – Resistência à compressão do betão VR2 das estacas das fundações dos pórticos correntes do viaduto da Via Rápida.

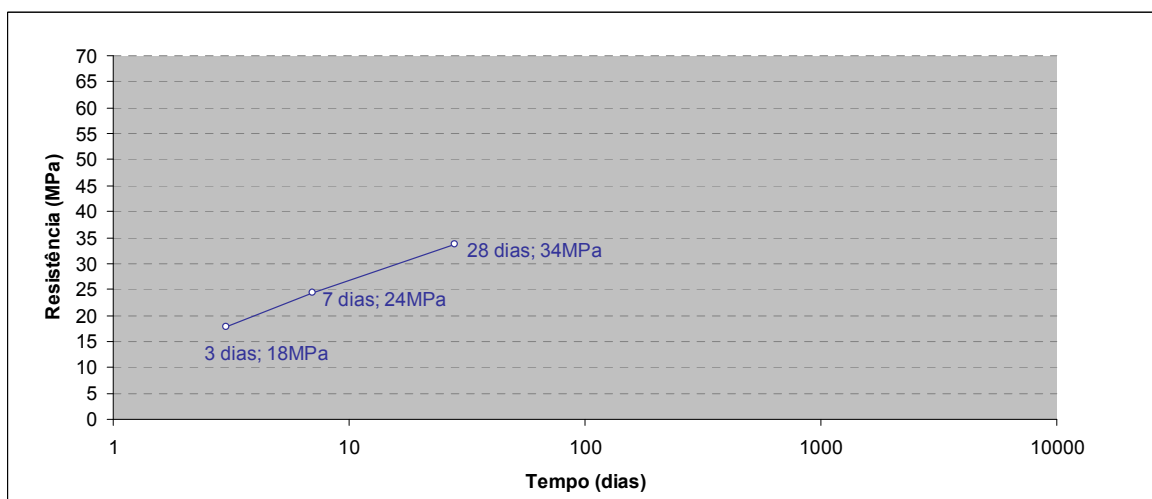


Figura 3.92 – Resistência à compressão do betão VR3 do muro do encontro norte e parte do muro do encontro sul, pórticos (pilares e vigas), excepto o pórtico nº 3, e maciços das estacas e vigas lintel e padieira de fundação dos pórticos correntes do viaduto da Via Rápida.

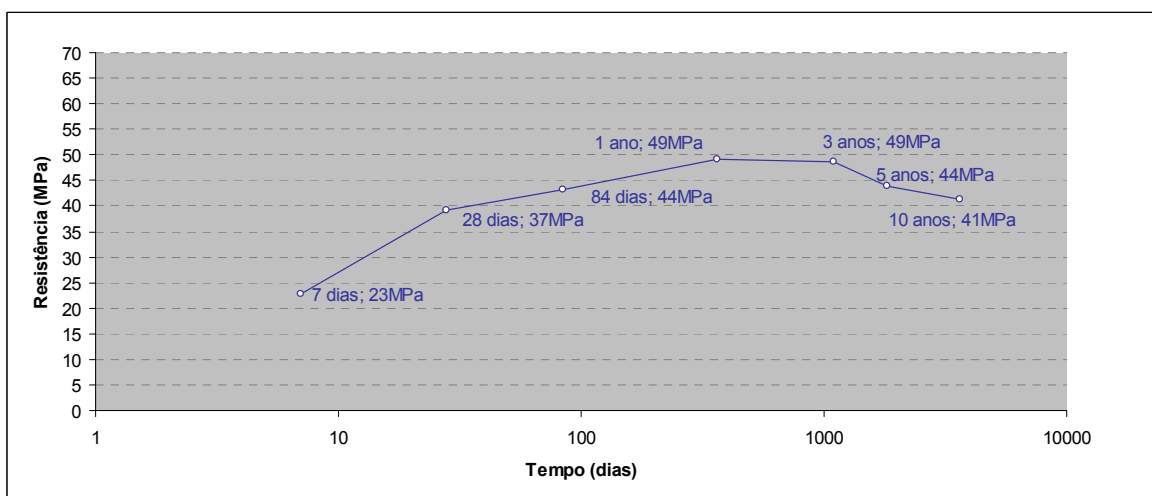


Figura 3.93 – Resistência à compressão do betão VR5 da viga-consola da quarta célula (contrapeso no tardo) das fundações dos pórticos adjacentes ao rio Leça do viaduto da Via Rápida.

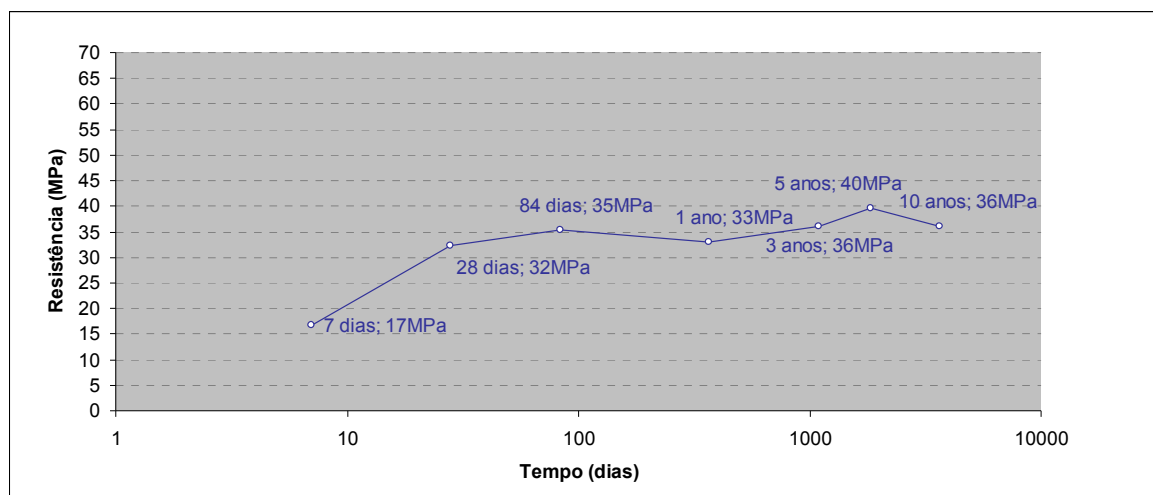


Figura 3.94 – Resistência à compressão do betão VR6 de enchimento das câmaras de trabalho dos caixões de ar comprimido das fundações dos pórticos adjacentes ao rio Leça do viaduto da Via Rápida.

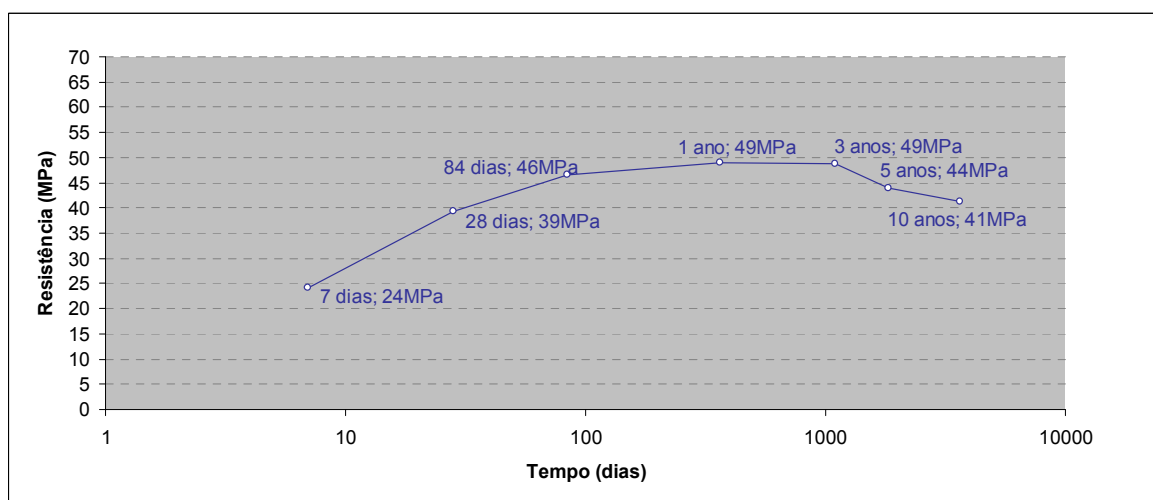


Figura 3.95 – Resistência à compressão do betão VR7 de enchimento das paredes das câmaras de trabalho, paredes de elevação e laje de fundação dos caixões de ar comprimido das fundações dos pórticos adjacentes ao rio do viaduto da Via Rápida.

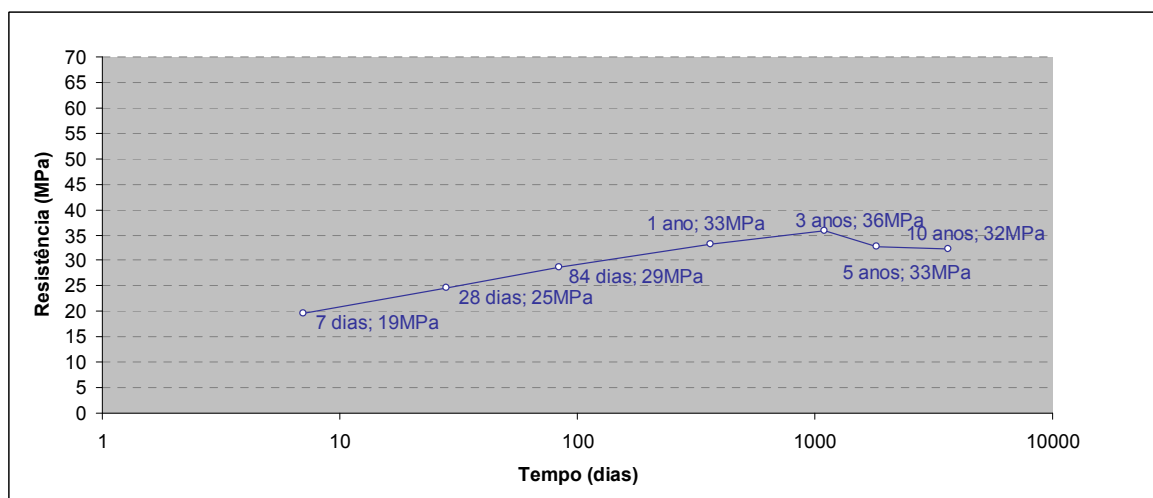


Figura 3.96 – Resistência à compressão do betão VR9 de enchimento da célula central dos caixões das fundações dos pórticos adjacentes ao rio Leça do viaduto da Via Rápida.

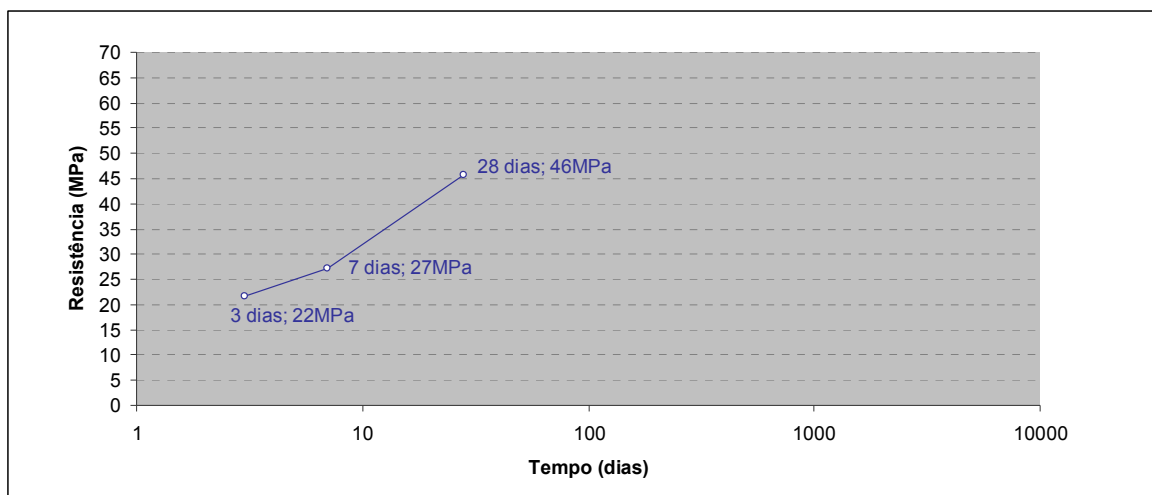


Figura 3.97 – Resistência à compressão do betão VR10 dos pilares dos pórticos 4 e 9 nas imediações das articulações do viaduto da Via Rápida.

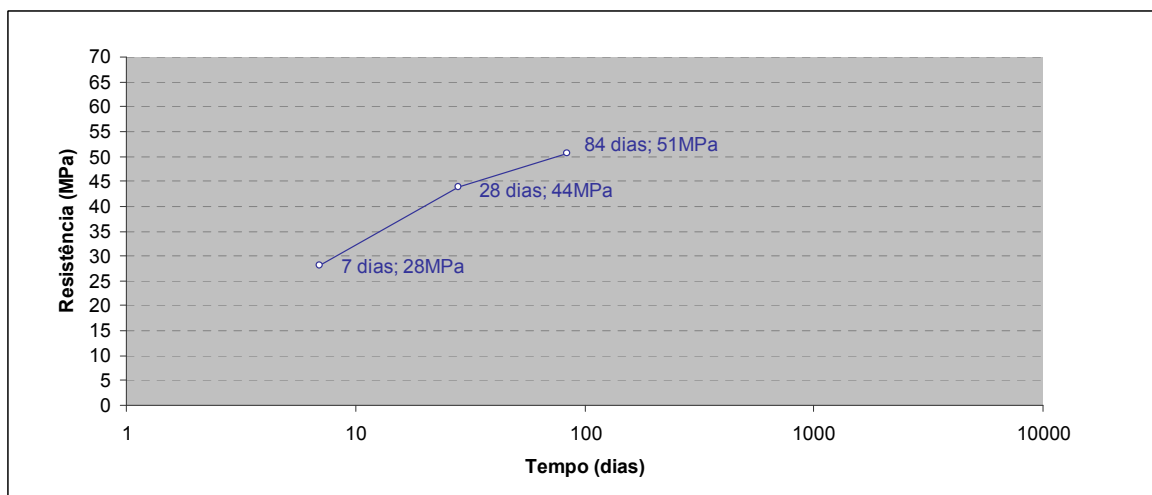


Figura 3.98 – Resistência à compressão do betão VR12 das vigas longitudinais do tabuleiro do viaduto da Via Rápida.

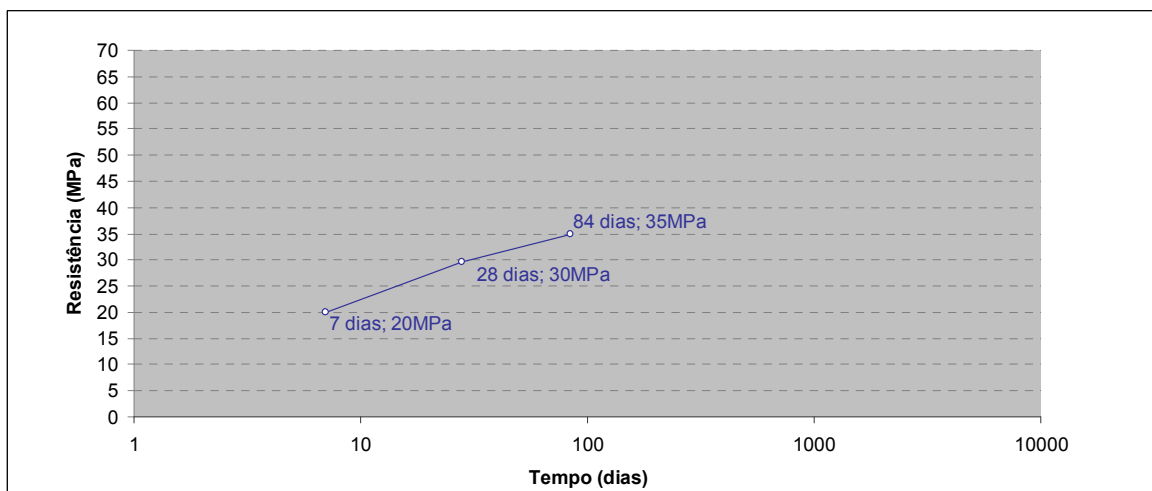


Figura 3.99 – Resistência à compressão do betão VR13 das carlingas e lajes do tabuleiro do viaduto da Via Rápida.

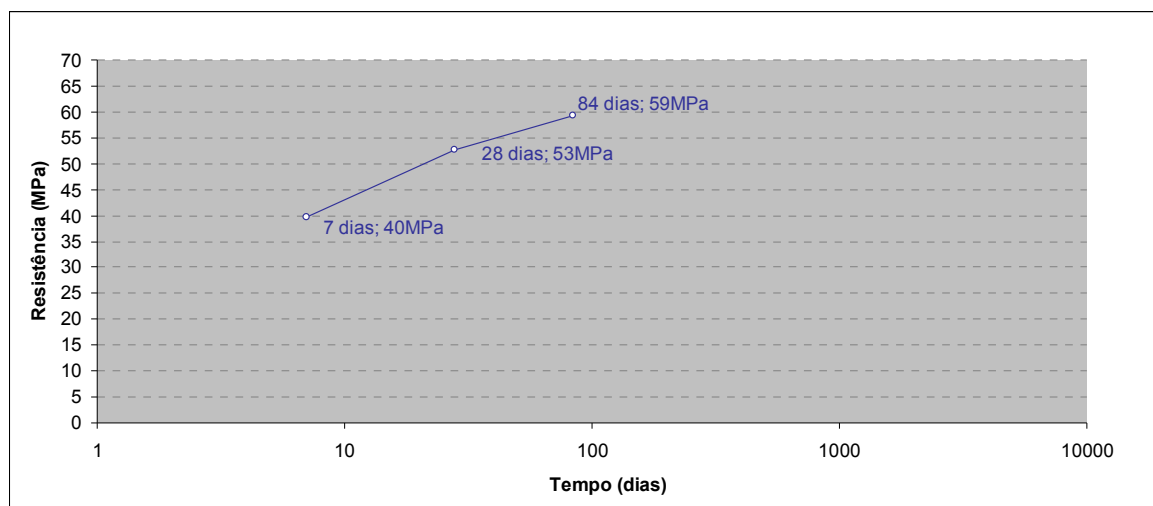


Figura 3.100 – Resistência à compressão do betão PM1 das sapatas dos pórticos 1, 2, 3, 4, 5, 6, 14 e 15, das vigas inferiores de suporte às paredes pêndulo, articulações inferiores das paredes pêndulo e paredes pêndulo – pórticos 8 e 9, dos pilares dos pórticos 1 a 7 e 10 a 15 e das paredes de elevação e lajes de fundação dos encontros norte e sul dos viadutos de acesso à Ponte Móvel.

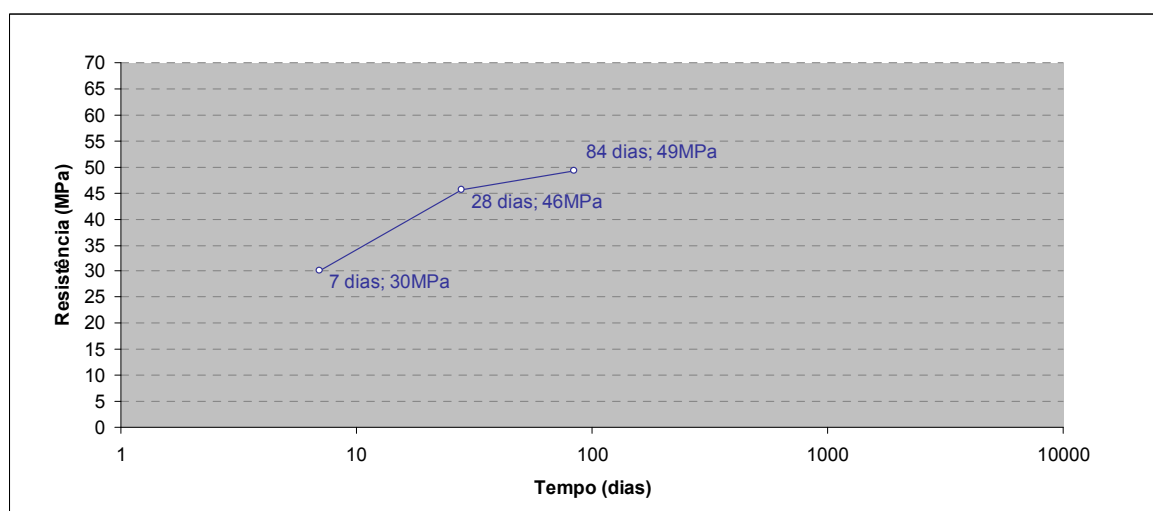


Figura 3.101 – Resistência à compressão do betão PM3 das articulações superiores das paredes pêndulo e vigas superiores de suporte às paredes pêndulo – pórticos 8 e 9, das vigas longitudinais e transversais de suporte do tabuleiro e das lajes do tabuleiro dos viadutos de acesso à Ponte Móvel.

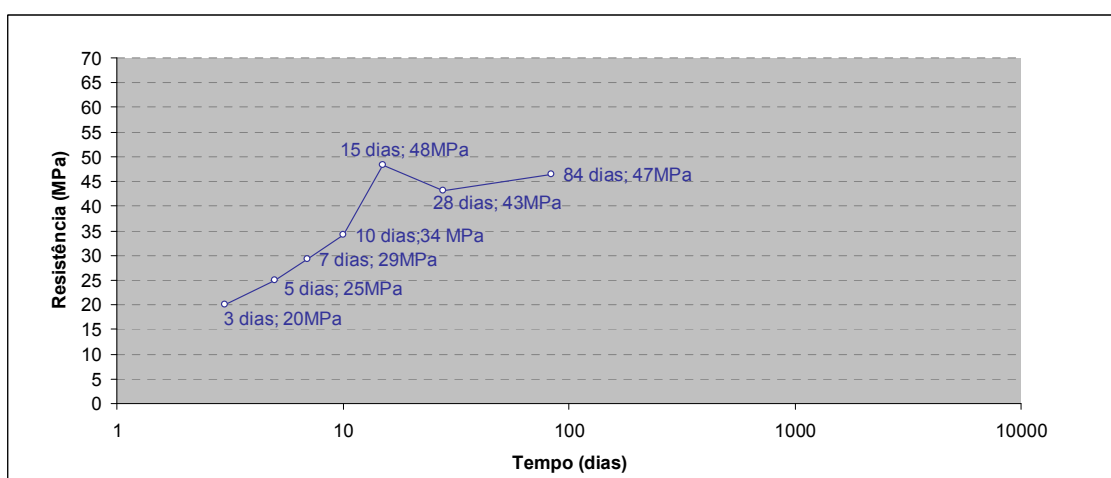


Figura 3.102 – Resistência à compressão do betão TP1 das vigas da estrutura do viaduto porta-condutas e ligações das vigas transversais e longitudinais do viaduto porta-condutas e vigas de encabeçamento na plataforma dos postos de acostagem do viaduto do Terminal de Petróleos.



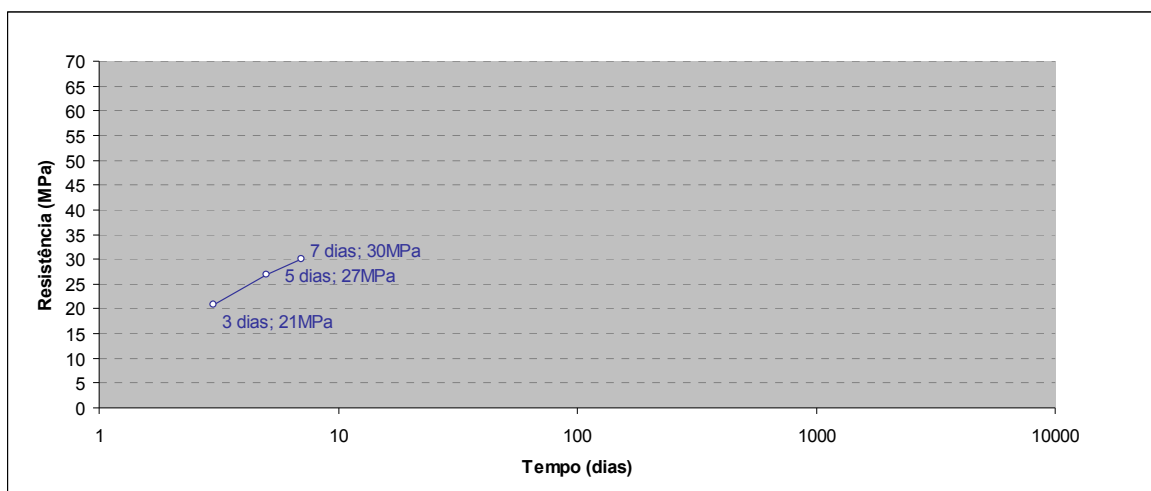


Figura 3.103 – Resistência à compressão do betão TP2 do encabeçamento dos tubulões do viaduto do Terminal de Petroleiros.

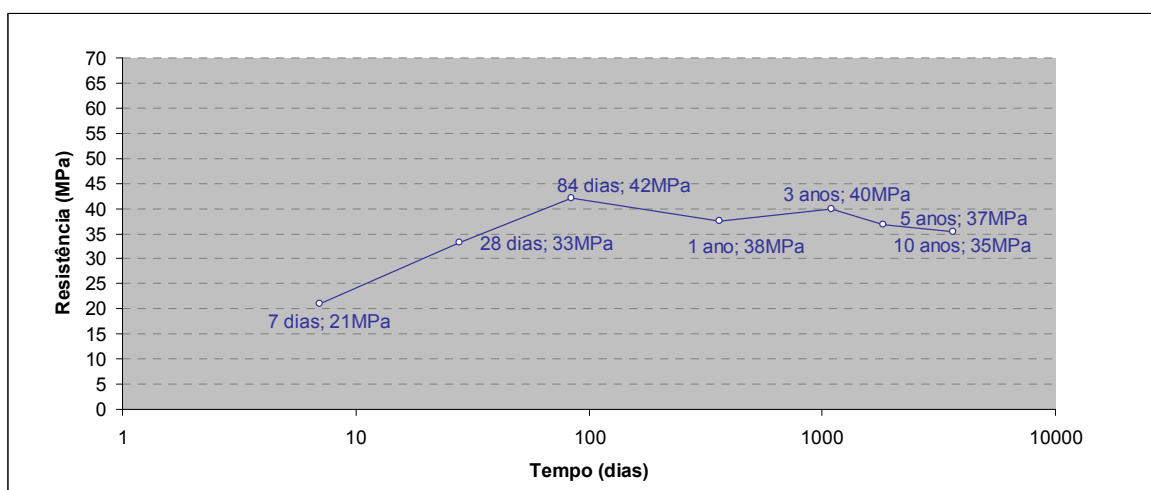


Figura 3.104 – Resistência à compressão do betão TP3 das paredes dos tubulões do viaduto do Terminal de Petroleiros.

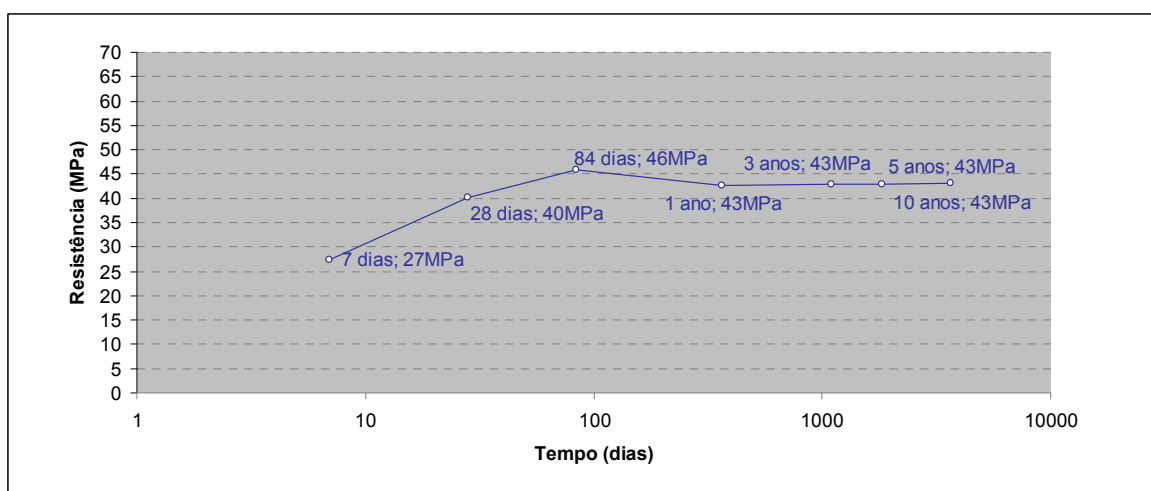


Figura 3.105 – Resistência à compressão do betão TP4 da selagem da base dos tubulões do viaduto do Terminal de Petroleiros.

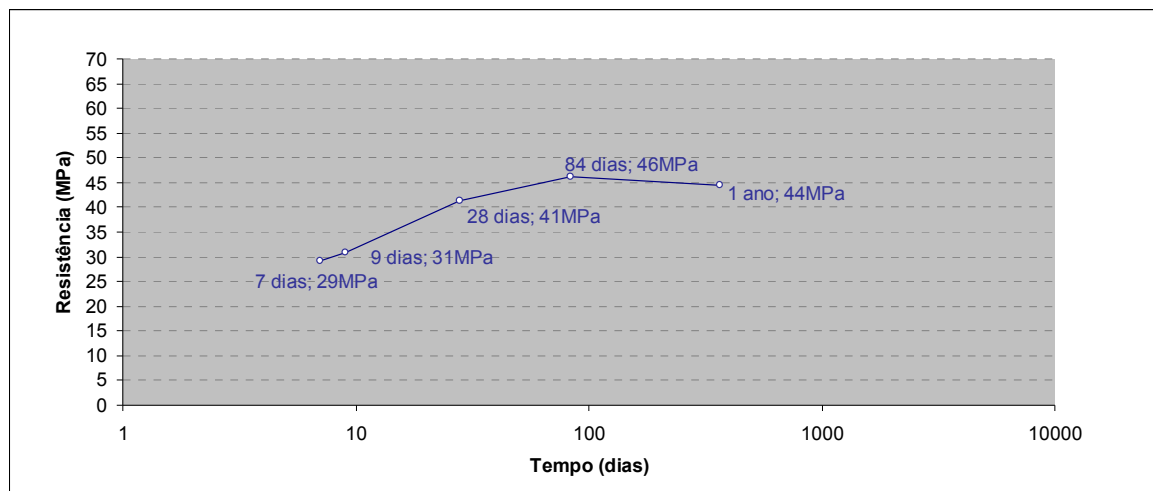


Figura 3.106 – Resistência à compressão do betão TP7 dos caixões dos postos de acostagem do viaduto do Terminal de Petroleiros.

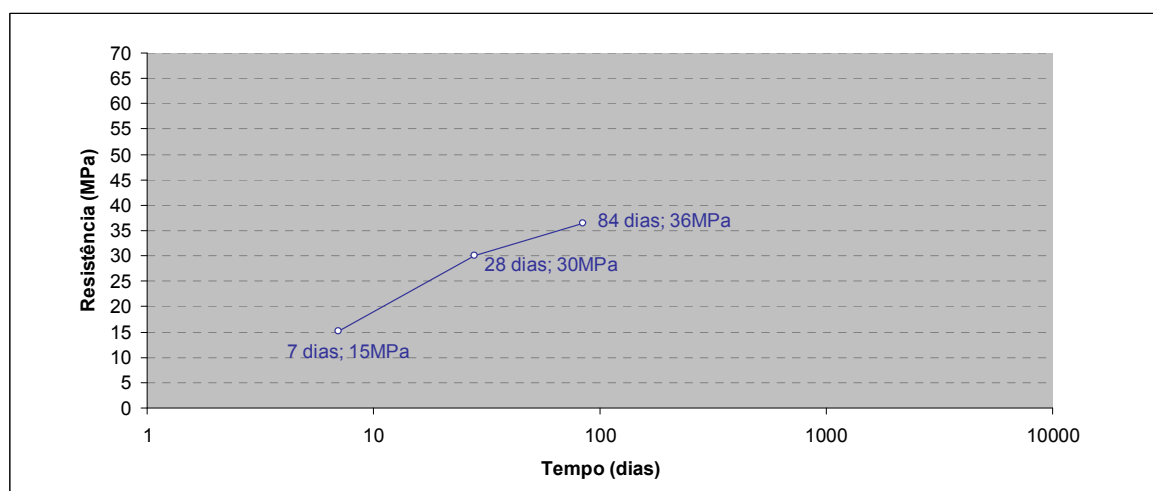


Figura 3.107 – Resistência à compressão do betão TP8 do enchimento dos caixões dos postos de acostagem do viaduto do Terminal de Petroleiros.

Durante a execução da obra foram ainda realizados ensaios para controlar a trabalhabilidade do betão através da determinação do abaixamento no cone de Abrams. Ambos os ensaios foram realizados de acordo com a legislação na altura em vigor. Em relação aos ensaios de trabalhabilidade verificou-se que, de uma maneira geral, o betão apresentava uma consistência plástica com um abaixamento do cone de Abrams entre 0 a 4 cm.

### 3.3.7.3 ANÁLISE DOS RESULTADOS

Nos resultados das resistências à compressão aos vinte e oito dias do viaduto da Via Rápida as resistências são mais ou menos semelhantes, exibindo apenas o betão com dosagem de cimento 200 kg/m<sup>3</sup> de dosagem de cimento e relação A/C de 0,80 uma resistência inferior, mas ainda boa face a estes valores (25 MPa).

Parece apenas não serem coerentes os resultados dos betões VR<sub>5</sub> e VR<sub>7</sub>, que com menores dosagens de cimento e maiores quantidades de água, apresentam resistências superiores a outros, como por exemplo o VR<sub>2</sub>, com maior dosagem de cimento e menor quantidade de água. A razão de ser

desta aparente discrepância parece residir no facto de a granulometria da areia ser melhor e a graduação das britas ser melhor no betão com menor dosagem de cimento.

Comparando as resistências à compressão aos vinte e oito dias, nos viadutos de acesso à Ponte Móvel, os resultados de dois betões, um com  $300 \text{ kg/m}^3$  de dosagem de cimento e 0,48 de relação A/C e outro com  $400 \text{ kg/m}^3$  de dosagem de cimento e 0,44 de relação A/C, parece estranho o primeiro ter uma resistência à compressão de 53 MPa e o segundo de 46 MPa. Este facto pode ser explicado pela dispersão dos resultados e por o primeiro betão conter maior quantidade de brita graúda, assim como a resistência do cimento ser cerca de 32,5 MPa.

No viaduto do Terminal de Petroleiros, atendendo às granulometrias dos agregados utilizados e à dispersão dos resultados, o único betão com resistência diferente da previsível é o betão TP<sub>8</sub>, uma vez que tem uma dosagem de cimento muito inferior e uma relação A/C superior. No entanto, para remessas de cimentos com resistência variando entre 31,7 e 39,3 MPa, neste betão a resistência do cimento é de 36,3 MPa e também os agregados apresentam uma graduação excelente e contêm uma quantidade muito superior de brita graúda.

O comportamento dos betões até aos 3 anos de idade é, de uma maneira geral, o comportamento esperado. A resistência do betão cresce no tempo (Sousa Coutinho e Gonçalves, 1994; Casanova, 1997). Claro, que há resultados, felizmente muito poucos, que revelam erros na execução do ensaio. A partir dos 3 anos, mais concretamente o ensaio aos 5 anos revela uma perda de resistência do betão. Esta quebra de resistência parece ser atribuível ao desenvolvimento de uma reacção sulfática, apenas significativa a partir dos 3 anos.



## 4 TRABALHO EXPERIMENTAL

### 4.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

No início da elaboração desta dissertação estava a decorrer a preparação dos concursos para a execução da nova Ponte Móvel e de reabilitação do viaduto do Terminal de Petroleiros, estando em curso a elaboração de projectos e relatórios de inspecção. Actualmente, a obra da nova Ponte Móvel já se encontra em curso. Como tal, e devido a este último facto, com a colaboração da APDL e das empresas que estão a fiscalizar e a executar a obra, foi possível, com mais facilidade, recolher amostras de betão de difícil acesso, quer nos viadutos da Ponte Móvel, quer no viaduto da Via Rápida, mais uma vez com a colaboração da APDL e ainda da Novopca – Construtores Associados, S.A.. A extracção de carotes, feita pelo Laboratório de Ensaios de Materiais de Construção, teve no viaduto da Via Rápida, a colaboração da empresa, Valentim José Luís e Filhos, Lda., que na altura estava a executar um pavilhão por baixo do viaduto. No viaduto do Terminal de Petroleiros, dadas as más condições de acesso e a dificuldade em conseguir autorização para recolher amostras dos betões devido à presença de produtos inflamáveis dentro dos oleodutos, foram retiradas menos amostras.

No âmbito deste trabalho foram efectuadas várias visitas aos três viadutos, para inspecção visual das estruturas e levantamento fotográfico das anomalias encontradas (apresentados no capítulo anterior) e extracção de amostras.

O objectivo deste capítulo é a apresentação dos resultados obtidos nos ensaios realizados sobre as amostras de betão extraídas e a discussão dos resultados.

### 4.2 EXTRACÇÃO DE AMOSTRAS

Do betão dos três viadutos foram extraídas amostras de dois tipos. Do primeiro tipo são as amostras retiradas com o recurso a uma caroteadora, as do segundo tipo foram retiradas com o auxílio de um martelo de geólogo ou de uma espátula. O objectivo da recolha do primeiro tipo de amostras, de betão aparentemente sem qualquer anomalia, é o de determinar a resistência à compressão e porosidade às 48 horas do betão, bem como a profundidade de penetração da carbonatação, dos cloretos no betão e observadas e analisadas ao microscópio electrónico de varrimento (MEV). As amostras do segundo tipo, que correspondem às zonas onde o betão está visivelmente deteriorado, foram retiradas com o objectivo de serem observadas e analisadas por MEV.

As carotes, logo após a sua extracção, foram cuidadosamente limpas com um pano, identificadas e envolvidas em papel de celofane para as proteger de contaminações. As amostras retiradas com o martelo de geólogo ou com a espátula foram guardadas em recipientes de plástico, limpos e fechados, e devidamente identificadas.

Fez-se uma primeira recolha de três carotes de cada um dos viadutos localizados a um quilómetro do mar (viaduto da Via Rápida), a meio quilómetro do mar (viadutos de acesso à Ponte Móvel) e sobre o mar (viaduto do Terminal de Petroleiros). A definição do local da extracção dos tarolos foi feita tendo em conta a composição do betão, os elementos estruturais e tipo de esforços a que estão submetidos, a acessibilidade, as condições de fabrico (betonagem *in situ* ou pré-fabricada) e as condições de exposição.

Atendendo especialmente às condições de acessibilidade e segurança existentes para a recolha de amostras e apesar da grande variedade de betões existentes, não foi possível encontrar um betão de cada viaduto com características idênticas, tendo sido a melhor aproximação possível a descrita no Quadro 4.1.

Quadro 4.1 – Características dos betões consideradas para a localização da extracção de carotes.

Betão	Cimento (kg/m <sup>3</sup> )	Areia (kg/m <sup>3</sup> )		Brita (kg/m <sup>3</sup> )		Água (l/m <sup>3</sup> )	Resistência à compressão aos 28 dias em cubos de 20cm de aresta (MPa)
VR <sub>3</sub>	300	Meia areia A <sub>2VR</sub>	851	Brita miúda B <sub>2VR</sub> Brita média B <sub>1VR</sub>	352 680	150	34
PM <sub>1</sub>	300	Areia A <sub>1PM</sub>	964/918	Brita B <sub>1PM</sub>	1157/1079	145	53
TP <sub>1</sub>	400	Areia fina A <sub>2TP</sub> Meia areia A <sub>1TP</sub>	140 420	Brita miúda B <sub>3TP</sub>	1275	160	43

NOTA: Nos valores dos agregados do betão PM<sub>2</sub>, o primeiro valor corresponde à quantidade utilizada no ensaio e o segundo corresponde à quantidade utilizada em obra.

Nos viadutos da Via Rápida e de acesso à Ponte Móvel as carotes foram retiradas de pilares, dadas as condições de acesso na altura, enquanto que no viaduto do Terminal de Petroleiros apenas se retiraram carotes de duas vigas transversais, porque eram as únicas zonas onde era possível aceder devido à existência de uma plataforma, por baixo de uns oleodutos, onde estavam a fazer manutenção (Figura 4.1).



Viaduto da Via Rápida



Viaduto do Terminal de Petroleiros



Viaduto norte de acesso à Ponte Móvel

Figura 4.1 – Extracção das carotes do betão.

Comparando os dois betões com a mesma dosagem de cimento e relações A/C muito parecidas, verifica-se que um betão tem uma resistência muito inferior ao outro. Neste betão, de menor resistência, os agregados são constituídos por uma meia areia, uma brita miúda e uma brita média, enquanto que o betão com maior resistência apenas contém uma areia fina e uma brita graúda (Figura 4.2). Conhecendo a importância que desempenha, no desenvolvimento da resistência do betão, a quantidade de brita graúda e a granulometria da areia, não parece este facto de estranhar. Como curiosidade, refere-se que se se generalizarem as conclusões de Feret nos estudos realizados para obtenção das curvas de maior compacidade da areia (Debès, 1939), o betão mais resistente apenas contém agregado fino e grosso e as proporções não estão longe de um terço de agregado fino para dois terços de agregado grosso, como o encontrado por Feret para as areias.

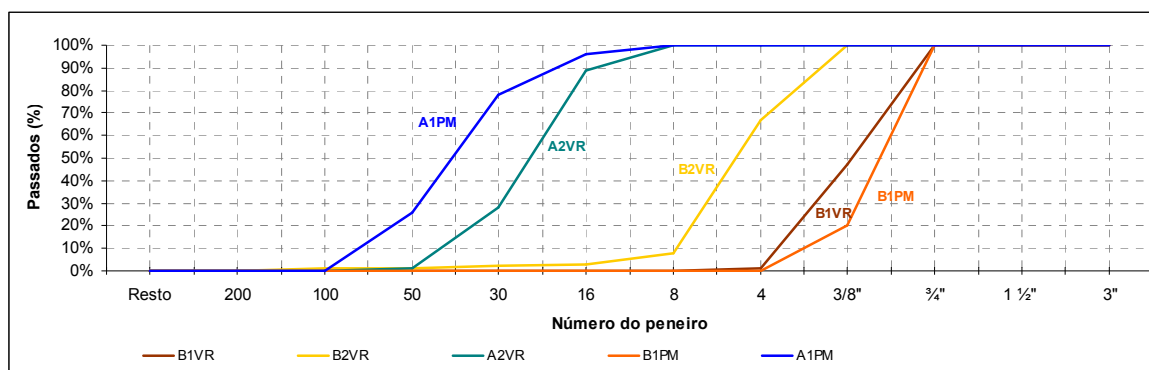


Figura 4.2 – Curvas granulométricas dos agregados usados nos betões VR<sub>3</sub> e PM<sub>1</sub>.

Quase todos os elementos de betão armado, onde foi possível retirar carotes, já tinham sido anteriormente sujeitos a uma reparação com aplicação de uma argamassa de restauro. Os únicos elementos de betão armado que, desde a sua construção, nunca foram sujeitos a qualquer intervenção são as vigas e lintéis do viaduto da Via Rápida.

Posteriormente, devido à construção de um pavilhão sob o viaduto da Via Rápida, foi facilitado o acesso às zonas mais elevadas, através de uma plataforma elevatória, e além de terem sido retiradas carotes de um lintel foram também retiradas três carotes de duas carlingas, uma com a face exterior orientada a norte e outra a sul (Figura 4.3).



Figura 4.3 – Extracção de carotes com a face orientada a norte da carlinga.

Após o levantamento e análise das principais deteriorações do betão existentes nos três viadutos, foram retiradas amostras representativas das degradações encontradas.

Com a construção da nova Ponte Móvel, foi possível retirar amostras de betões visivelmente degradados com a ajuda da empresa que se encontra a fazer a obra e, com a colaboração da Novopca – Construtores Associados, S.A., foi possível aceder também às zonas afectadas do viaduto da Via Rápida por intermédio de uma plataforma elevatória (Figura 4.4). No viaduto do Terminal de Petroleiros apenas foi permitida a extracção de amostras de locais acessíveis por terra, na zona dos encontros.

Apresentam-se nos Quadros 4.2, 4.3 e 4.4 e nas Figuras 4.5, 4.6, 4.7, 4.8, 4.9, 4.10 e 4.11, a designação, o tipo, a localização das amostras, bem como os ensaios realizados.



Figura 4.4 – Extracção de amostras nos viadutos da Via Rápida e de acesso à Ponte Móvel.

Quadro 4.2 – Designação, tipo e localização das amostras extraídas do viaduto da Via Rápida e ensaios realizados.

Designação	Tipo de amostra e sua localização	Ensaio
VR1	Meia carote de pilar	Determinação da profundidade de carbonatação
	Parte de betão extraído à superfície da carote de pilar	Análise MEV
VR2	Carote de pilar	Determinação da penetração de cloretos
		Porosidade às 48 horas
VR3	Carote de pilar	Determinação da resistência à compressão
	Parte de betão extraído à superfície da carote de pilar	Análise MEV
VR4	Carote de carlinga com superfície orientada a norte	Determinação da penetração de cloretos
		Determinação da profundidade de carbonatação
VR5	Meia carote de carlinga com superfície orientada a norte	
	Partes de betão extraído à superfície, a 5mm e a mais de 5mm da carote de carlinga com superfície orientada a norte	Análise MEV
VR6	Meia carote de carlinga com superfície orientada a sul	Determinação da profundidade de carbonatação
	Parte de betão extraído à superfície, a 5mm e a mais de 5mm da carote de carlinga com superfície orientada a sul	Análise MEV
VR7	Carote de carlinga com superfície orientada a sul	Determinação da penetração de cloretos
VR8	Carote do lintel	Determinação da penetração de cloretos
VR9	Carote do lintel	Determinação da profundidade de carbonatação
VR10	Parte de betão extraído do caixão central do pórtico adjacente ao Rio Leça	Análise MEV
VR11	Parte de eflorescência escura extraída do encontro norte	Análise MEV
VR12	Parte de mancha escura extraída do encontro norte	Análise MEV
VR14	Parte de betão extraído do topo da viga do pórtico	Análise MEV
VR15	Parte de betão extraído do destacamento de betão da longarina	Análise MEV
VR16	Parte de eflorescência esbranquiçada extraída da laje	Análise MEV
VR17	Parte de betão extraído do destacamento de betão da laje	Análise MEV
VR18	Parte de betão extraído na zona de manchas acastanhadas da longarina	Análise MEV
VR19	Parte de eflorescência amarelada extraída da viga do pórtico	Análise MEV
VR20	Parte de eflorescência escura extraída da viga do pórtico	Análise MEV
VR21	Parte de eflorescência esverdeada extraída da viga do pórtico	Análise MEV
VR22	Parte de eflorescência branca extraída da viga do pórtico	Análise MEV
VR23	Parte de betão extraído da zona por baixo do excremento de pombo na carlinga	Análise MEV
VR24	Parte de excremento de pombo extraído da carlinga	Análise MEV

Quadro 4.3 – Designação, tipo e localização das amostras extraídas dos viadutos de acesso à Ponte Móvel e ensaios realizados.

Designação	Tipo de amostra e sua localização	Ensaio
PM1	Carote de parede-pilar	Determinação da penetração de cloretos
		Porosidade às 48 horas
PM2	Meia carote de parede-pilar	Determinação da profundidade de carbonatação
	Parte de betão extraído à superfície, a 5mm, a mais de 5mm, a cerca de 8mm e a cerca de 8cm da carote de parede-pilar	Análise MEV
PM3	Carote de parede-pilar	Determinação da resistência à compressão
PM4	Parte de betão extraído ao longo da fissura da longarina	Análise MEV
PM5	Parte de eflorescência esbranquiçada extraída da laje	Análise MEV
PM6	Parte de eflorescência escura extraída da parede-pilar	Análise MEV
PM7	Parte de tratamento do betão extraído da base de parede-pilar	Análise MEV
PM8	Parte de betão extraído ao longo da fissura da base de parede-pilar	Análise MEV



Quadro 4.4 – Designação, tipo e localização das amostras extraídas do viaduto do Terminal de Petroleiros e ensaios realizados.

Designação	Tipo de amostra e sua localização	Ensaio
TP1	Meia carote de viga transversal 1	Determinação da profundidade de carbonatação
	Pedaco de betão extraído à superfície da carote de viga transversal 1	Determinação da penetração de cloretos Análise MEV
TP2	Meia carote de viga transversal 2	Determinação da profundidade de carbonatação
	Pedaco de betão extraído à superfície da carote de viga transversal 2	Análise MEV
TP3	Carote de viga transversal 2	Determinação da penetração de cloretos Porosidade às 48 horas
TP4	Carote de viga transversal 2	Determinação da resistência à compressão
TP5	Pedaco de betão extraído ao longo da fissura da longarina	Análise MEV
TP6	Pedaco de betão extraído da zona de fissuração aleatória da longarina	Análise MEV
TP7	Pedaco de betão extraído da zona de manchas acastanhadas da laje	Análise MEV
TP8	Pedaco de betão extraído do encontro norte	Análise MEV
TP9	Pedaco de estaca-prancha extraído do encontro norte	Análise MEV

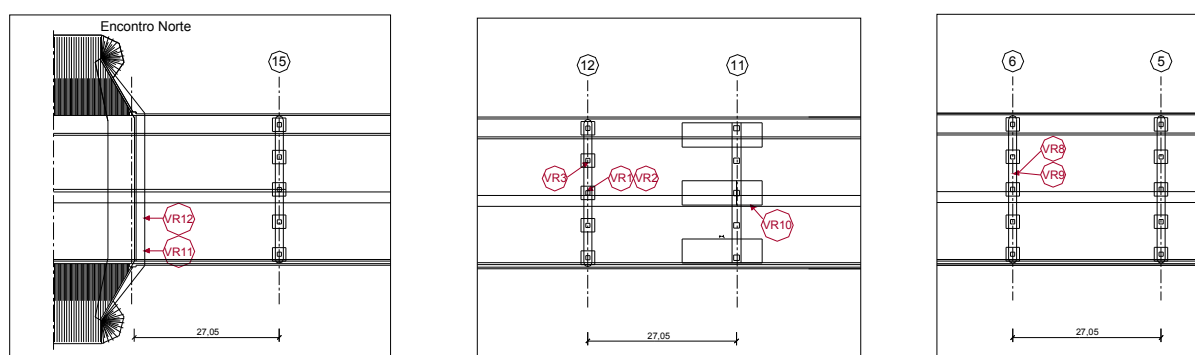
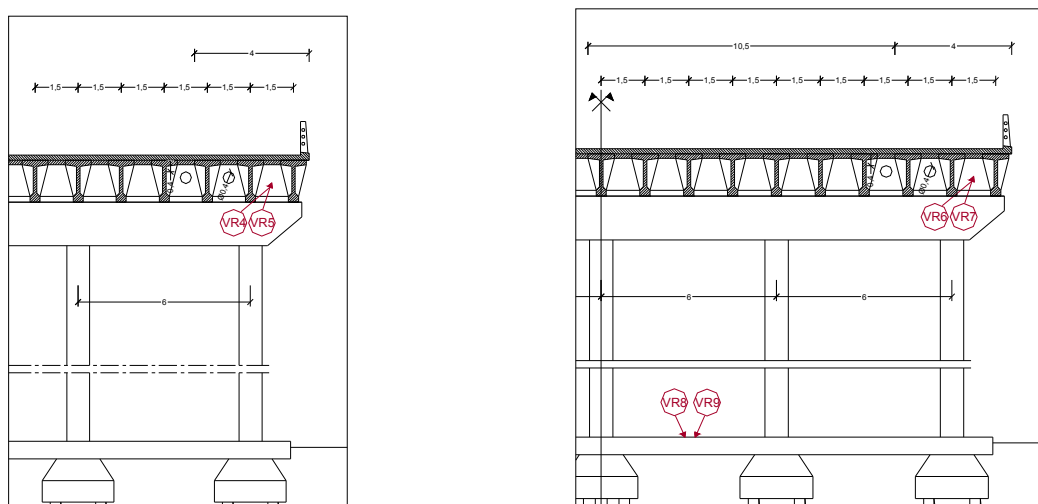


Figura 4.5 – Planta do viaduto da Via Rápida – Localização das amostras retiradas do encontro norte e dos pórticos 12, 11, 6 e 5 (VR1, VR2, VR3, VR8, VR9, VR10, VR11 e VR12).



Vista do pórtico 6 (alçado norte da 2ª carlinga a contar para sul do pórtico 6)

Vista do pórtico 5 (alçado sul da 3ª carlinga a contar para sul do pórtico 6)

Figura 4.6 – Vistas dos pórticos 5 e 6 do viaduto da Via Rápida – Localização das amostras retiradas das carlingas, entre os pórticos 5 e 6) e lintel do pórtico 5 (VR4 e VR5 VR6, VR7, VR8 e VR9).

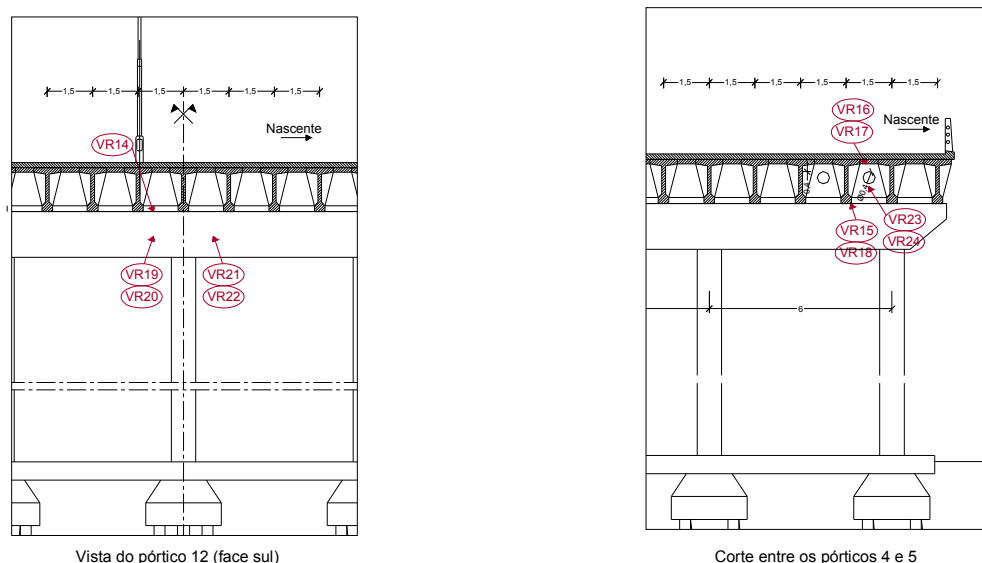


Figura 4.7 – Vista do pórtico 12 e corte entre os pórticos 4 e 5 do viaduto da Via Rápida – Localização das amostras retiradas das vigas e laje (VR14, VR15, VR16, VR17, VR18, VR19, VR20, VR21, VR22, VR23 e VR24).

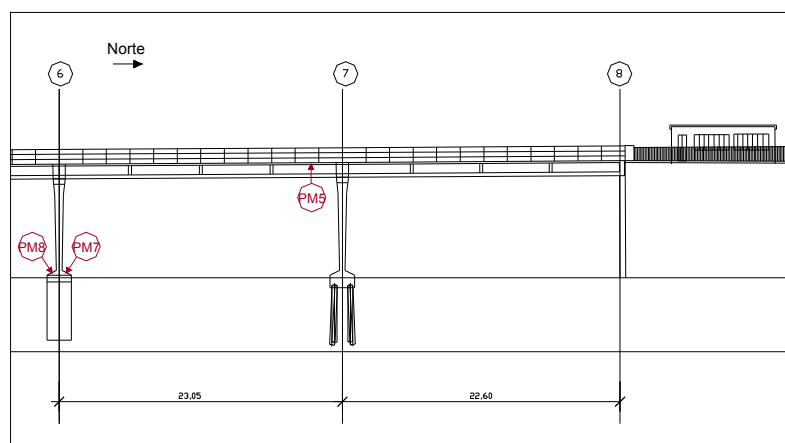


Figura 4.8 – Alçado do viaduto sul de acesso à Ponte Móvel – Localização das amostras retiradas da base da parede pilar e da laje (PM5, PM7 e PM8).

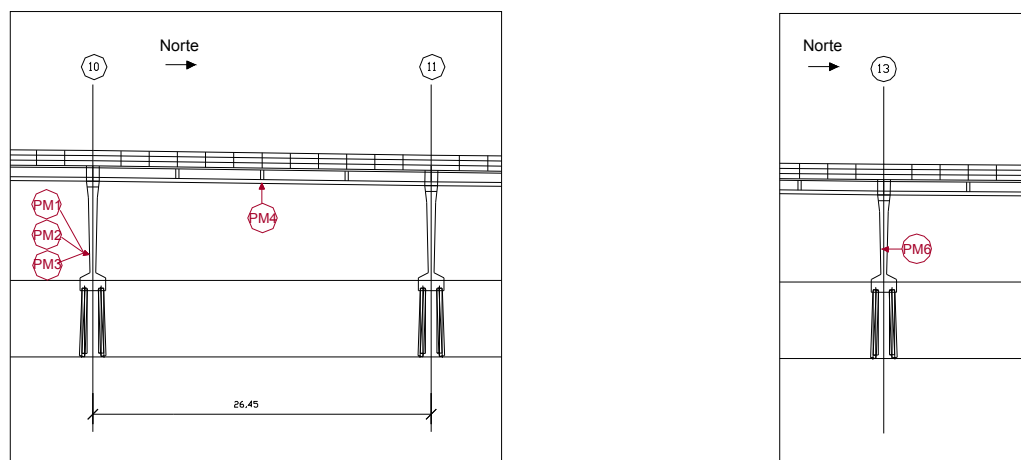


Figura 4.9 – Alçado do viaduto norte de acesso à Ponte Móvel – Localização das amostras PM1, PM2, PM3, PM4 e PM6.

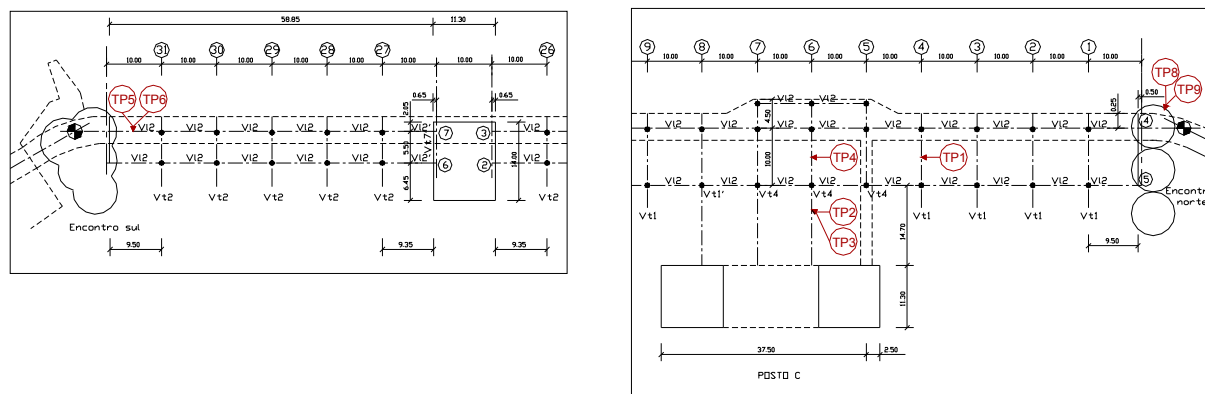


Figura 4.10 – Planta do viaduto do Terminal de Petroleiros – Localização das amostras retiradas das vigas, laje e encontro (TP1, TP2, TP3, TP4, TP5, TP6, TP8 e TP9).

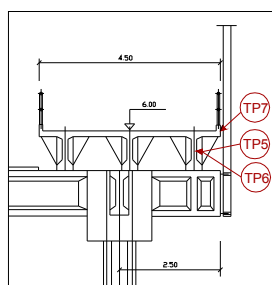


Figura 4.11 – Corte do viaduto do Terminal de Petroleiros (alçado da viga Vt2) – Localização das amostras retiradas da viga VL2 e da laje (TP5, TP6 e TP7).

### 4.3 ENSAIOS REALIZADOS

#### 4.3.1 DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO

A resistência à compressão dos provetes VR3, PM3 e TP4 foi determinada segundo a norma de ensaio NP EN 12390-3 (2003). Todos os provetes ensaiados têm a forma cilíndrica e a relação  $h/d$ , ( $h$  é a altura do cilindro e  $d$  o diâmetro) dos provetes VR3 e TP4 satisfaz os requisitos da norma NP EN 12390-1 (2003), ou seja apresentam uma altura  $h=2d\pm5\%$ . O provete PM1 apresenta uma relação  $h/d$  inferior a 2, tendo sido por isso necessário afectar o resultado de um factor correctivo (Gonçalves, 1987). Em relação aos restantes requisitos que a NP EN 12390-1 (2003) prevê para provetes submetidos ao ensaio de compressão uniaxial, todos são cumpridos.

O ensaio foi realizado numa prensa de compressão uniaxial, aplicando uma carga de forma contínua, com velocidade especificada, até ser atingida a rotura do provete (Figura 4.12). As figuras de rotura, também especificadas na norma, foram todas satisfatórias, apresentando-se na Figura 4.12, a figura de rotura do provete PM3. No Quadro 4.5 mostram-se as resistências obtidas no ensaio, bem como as conversões para as resistências em cubos de 15 cm de aresta e em cubos de 20 cm de aresta (Gonçalves, 1987).



Figura 4.12 – Imagens do ensaio de determinação da resistência à compressão do provete PM3.

Quadro 4.5 – Resultados do ensaio de determinação da resistência à compressão do provete PM3.

Amostra	Diâmetro (cm)	Altura (cm)	Peso (kg)	Carga (kN)	Tensão nas carotes obtida no ensaio (N/mm <sup>2</sup> )	l/d	Tensão nas carotes corrigida (N/mm <sup>2</sup> )	Tensão em cubos de 15cm de aresta (N/mm <sup>2</sup> )	Tensão em cubos de 20cm de aresta (N/mm <sup>2</sup> )
VR3	9,45	18,70	3,060	313,92	29,4	1,98	29,4	34,8	36,3
PM3	9,45	18,70	3,130	206,01	44,8	1,98	44,8	52,5	54,7
TP4	9,45	10,11	1,647	362,97	51,8	1,07	45,9	53,8	56,0

#### 4.3.2 DETERMINAÇÃO POROSIDADE ÀS 48 HORAS

A porosidade livre, aberta ou às 48 horas é obtida por ensaios que demoram 48 horas à pressão atmosférica, permitindo apenas o preenchimento dos poros livremente acessíveis à água em condições normais de embebição ou imersão.

O ensaio de determinação da porosidade livre foi realizado em carotes dos betões VR3, PM3 e TP4 com 9,45 cm de diâmetro e 10 cm de altura, segundo a metodologia proposta pelo Laboratoire de Pétrophysique do Centre de Géochimie de la Surface de Strasbourg (Mertz, 1991; Hammecker, 1993).

Após secagem em estufa até peso constante ( $W_0$ ), os provetes são introduzidos, durante uma hora, em água destilada até um quarto da sua altura. Após a primeira hora de ensaio, é acrescentada água destilada até perfazer metade da altura do provete. Os provetes são assim mantidos durante mais 23 horas, após o que é acrescentada água destilada até se atingir uma altura aproximada de 2 cm acima do topo dos provetes. Ao fim de 48 horas de ensaio, os provetes são pesados obtendo-se o peso  $W_{48}$ .

Sendo  $V$  o volume do provete, a porosidade livre às 48 horas ( $N_{48}$ ) é determinada pela seguinte expressão:

$$N_{48} = (W_{48} - W_0) / V$$

Apresenta-se no Quadro 4.6 os resultados da porosidade às 48 horas obtidas nas carotes.

Quadro 4.6 – Porosidade às 48 horas das carotes de betão.

Amostra	$N_{48}$ (%)
PM1	6,06
VR2	6,13
TP3	6,87

#### 4.3.3 DETERMINAÇÃO DA PROFUNDIDADE DE CARBONATAÇÃO

A determinação da profundidade de carbonatação foi realizada recorrendo ao uso de uma solução alcoólica de fenolftaleína a 1%. Quando uma superfície de betão, pintada com esta solução, fica com

uma cor vermelho-púrpura ou rosa forte, significa que o pH do betão é superior a 8,9 e que o betão não se encontra carbonatado. Se, após a pintura, a coloração desaparece, é sinal que o pH do betão é inferior a 8,9 e que o betão se encontra carbonatado. A profundidade de carbonatação é a média de várias medições, dependendo o seu número da regularidade da frente. Apresentam-se na Figura 4.13 e no Quadro 4.7 os resultados deste ensaio, efectuado nas carotes VR1, VR5, VR6 e VR9 do viaduto da Via Rápida, PM2, dos viadutos de acesso à Ponte Móvel, e TP1 e TP2, do viaduto do Terminal de Petroleiros.

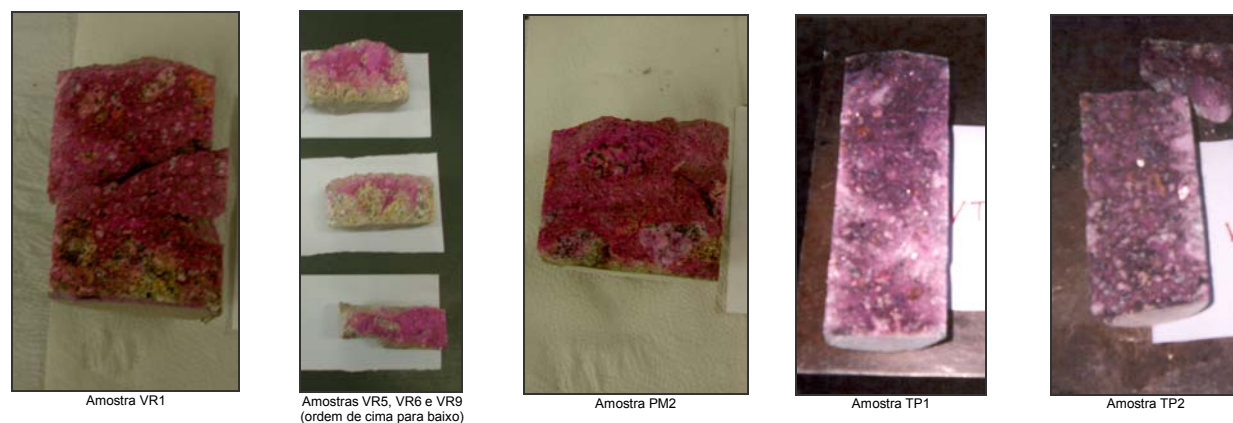


Figura 4.13 – Imagens do ensaio de determinação da profundidade de carbonatação.

Quadro 4.7 – Resultados do ensaio de determinação da profundidade de carbonatação.

Amostra	Profundidade de carbonatação (mm)
VR1	0
VR5	5
VR6	5
VR9	2
PM2	5
TP1	0
TP2	0

#### 4.3.4 DETERMINAÇÃO DA PENETRAÇÃO DE CLORETOS

A medida do teor de cloretos do betão é actualmente realizada de uma forma destrutiva, envolvendo a extracção de amostras de betão e posterior preparação e análise para determinação do teor de cloretos.

O desenvolvimento de uma técnica não destrutiva para medir *in situ* o teor de cloretos livres no betão, é importante para a observação da corrosão. Estão já comercializadas algumas destas técnicas, sendo no entanto necessário obter-se mais informação sobre a operacionalidade das mesmas (Salta, 1999).

A determinação do teor de cloretos pode ser realizada por duas vias, uma em que se determinam os cloretos totais (ataque ácido da amostra) e a outra em que se tentam determinar os cloretos livres (por extracção aquosa).

As medidas do teor de cloretos, realizadas pelo Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Departamento de Materiais, Núcleo de Betões, foram feitas de uma forma discreta segundo a especificação E 253 (LNEC, 1971). Determinou-se, em primeiro lugar o teor de cloretos a uma profundidade de cerca de 5 mm em tarolos dos três viadutos, amostras PM1, VR2, VR4, VR7, VR8, TP1 e TP3. As amostras PM1 e VR2 são amostras de pilares em betão já reparado. As amostras VR4, VR7,

TP1 e TP3, são amostras de vigas, tendo sido as duas últimas tratadas. A amostra VR8 é de um lintel de fundação que nunca foi intervencionado, mantendo as características originais.

Os resultados dos ensaios apresentam-se no Quadro 4.8.

Quadro 4.8 – Resultados do ensaio de determinação do teor de cloretos.

Amostras	Tipo de betão	Teor de cloretos na massa de betão (%)	Teor de cloretos na massa de cimento (%)	Teor de cloretos máximo na massa cimento permitido pela NP EN 206 (2005) (%)
VR2	Armado	0,01	0,08	0,20
VR4	Pré-esforçado	0,01	0,07	0,10
VR7	Pré-esforçado	0,01	0,07	0,10
VR8	Armado	0,02	0,16	0,20
PM1	Armado	0,02	0,16	0,20
TP1	Pré-esforçado	0,03	0,18	0,10
TP3	Pré-esforçado	0,04	0,24	0,10

A determinação do teor de cloretos na massa de cimento foi efectuada, para cada betão, considerando os valores reais do peso do m<sup>3</sup> de betão e dosagens de cimento (Quadros 3.20, 3.21 e 3.22), com a excepção do peso do m<sup>3</sup> do betão das amostras VR4 e VR7 porque, como já se referiu no Quadro 3.20, admite-se que tenha havido um engano nas medições deste betão.

Face aos resultados obtidos, não se pensa ser necessário efectuar medidas a maiores profundidades, uma vez que estes resultados revelam que praticamente não existiu penetração de cloretos, apresentando apenas o viaduto do Terminal de Petroleiros valores superiores aos permitidos na massa de cimento aquando da amassadura.

Considerando os riscos de corrosão apresentados anteriormente nos Quadros 3.3 e 3.4, verifica-se que o risco de corrosão é desprezável ou baixo.

#### 4.3.5 ESTUDO PETROGRÁFICO DO BETÃO – RESULTADOS E ANÁLISE

A importância das técnicas de caracterização petrográfica e mineralógica no estudo de materiais é, actualmente, amplamente reconhecida, permitindo obter informação que não se pode conseguir por outros meios. Quando combinadas com outras técnicas e ensaios, como por exemplo, análises químicas e porometria, tornam-se muito eficientes na caracterização de betões e argamassas e, ainda, no estudo das suas deteriorações (St. John, 1998; Teles et al., 2004).

Recolheram-se amostras representativas das principais deteriorações visíveis do betão nos três viadutos para, conjuntamente com amostras do betão e tratamentos das carotes, serem observadas e analisadas ao microscópio electrónico de varrimento (MEV). Nos Quadros 4.2, 4.3 e 4.4 e nas Figuras 4.5, 4.6, 4.7, 4.8, 4.9, 4.10 e 4.11 descrevem-se as amostras e identifica-se a sua localização nas estruturas.

As observações por microscopia electrónica de varrimento foram realizadas no Centro de Materiais da Universidade do Porto (CEMUP), recorrendo-se a um microscópio, modelo Jeol JSM-6301F, equipado com microanálise por raios-X (OXFORD INCA ENERGY 350). Todas as amostras foram revestidas a ouro e observadas e analisadas por electrões secundários a 10 e 15 keV e por períodos de tempo útil ("livetime") iguais a 60 segundos. Algumas amostras foram também observadas e analisadas por electrões retrodifundidos.

De seguida apresentam-se os resultados obtidos com a observação e análise por MEV das amostras extraídas de cada obra.

#### 4.3.5.1 VIADUTO DA VIA RÁPIDA

Do betão aparentemente sem deteriorações analisaram-se as amostras, VR1, VR3, VR5 e VR6, retiradas das carotes (Figura 4.5 e 4.6). As amostras VR1 e VR3, que no teste da fenolftaleína mostraram não estar carbonatadas, estavam revestidas com uma camada de cerca de 3 mm de um tratamento de reparação. As amostras VR5 e VR6, que no mesmo teste se revelaram carbonatadas, apresentavam um revestimento que a olho nu diferia do anterior apenas por ter uma espessura insignificante e uma superfície mais irregular (Figura 4.14). Analisaram-se ambos os revestimentos. As amostras carbonatadas foram examinadas junto da superfície (VR5.1 e VR6.1), a cerca de 5 mm (VR5.2 e VR6.2) e a mais de 5 mm (VR6.3).



Amostra VR1



Amostra VR5

Figura 4.14 – Camadas de revestimento de amostras de betão do viaduto da Via Rápida.

O revestimento da amostra VR1 foi observado e analisado à superfície, numa zona interior e na zona em contacto com o betão, tendo revelado ser uma argamassa cimentícia, quartzítica, principalmente constituída por aluminatos e silicatos de cálcio (Figura 4.15). Mostrou ainda, ser muito porosa, ter uma pintura superficial rica em titânio (Figuras 4.16 e 4.17) e apresentar uma reacção sulfática com formação de etringite (Figura 4.18).

A observação do betão das amostras VR1 e VR3 patenteou a boa qualidade do material. O betão da amostra VR3, sob a argamassa de revestimento, não mostrou cristais de carbonato de cálcio, enquanto que o betão da amostra VR1 apresentava, esporadicamente e junto da argamassa, cristais pequenos de carbonato de cálcio (Figura 4.19).

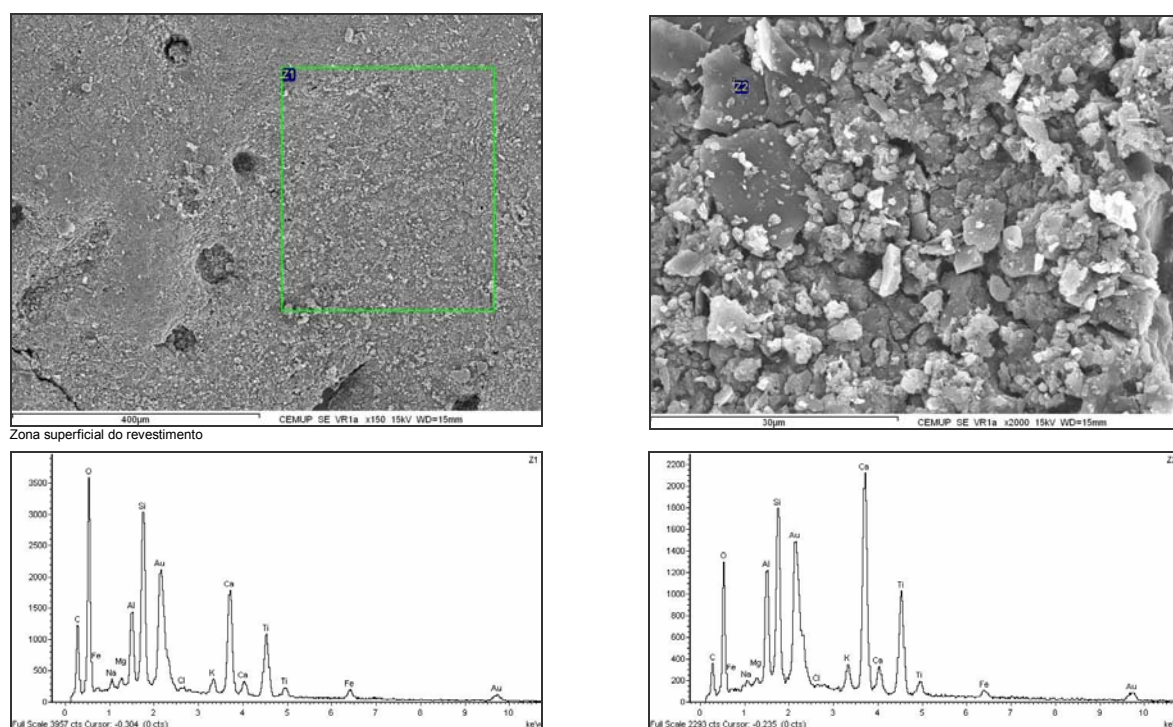
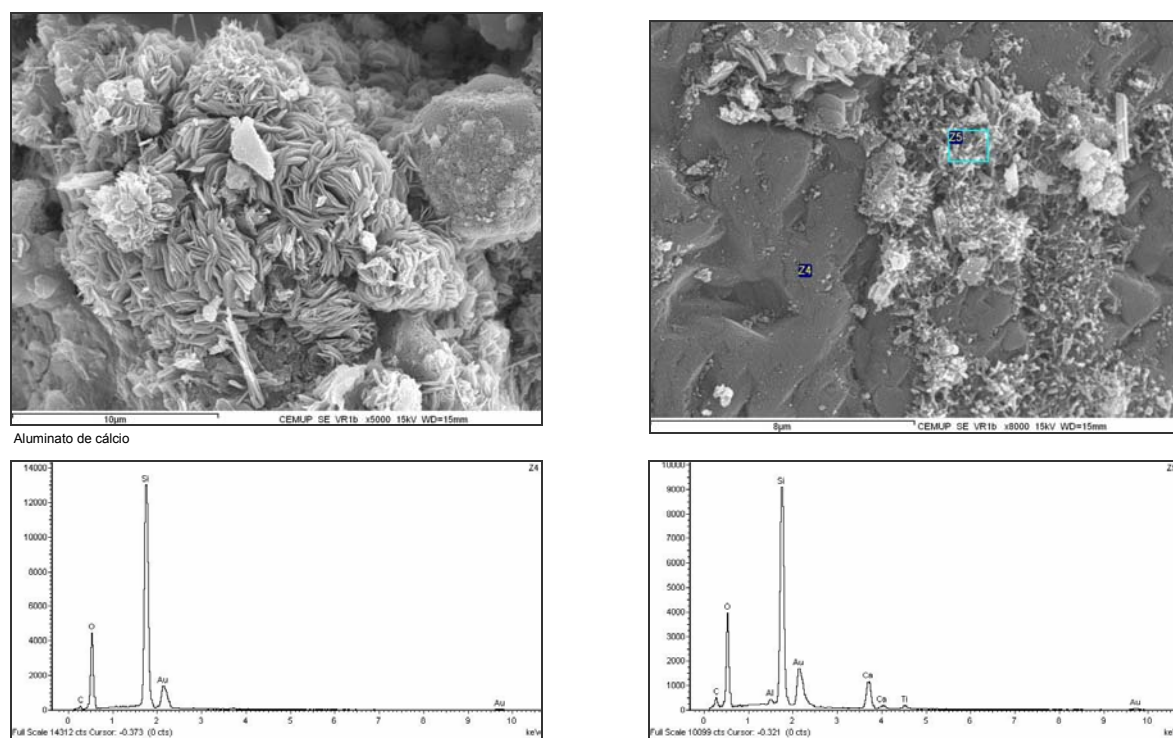
A conclusão de que havia uma pintura superficial resulta de, apenas na camada superficial, se terem isolado partículas ricas em titânio e do espectro global da camada exterior ser muito rico em titânio. Além disso, a camada intermédia apenas mostrou alguma contaminação de titânio e a camada interior não revelou a existência de titânio.

O aparecimento de etringite na argamassa parece resultar de uma reacção com sulfatos de origem externa, uma vez que esta reacção não foi identificada no betão.

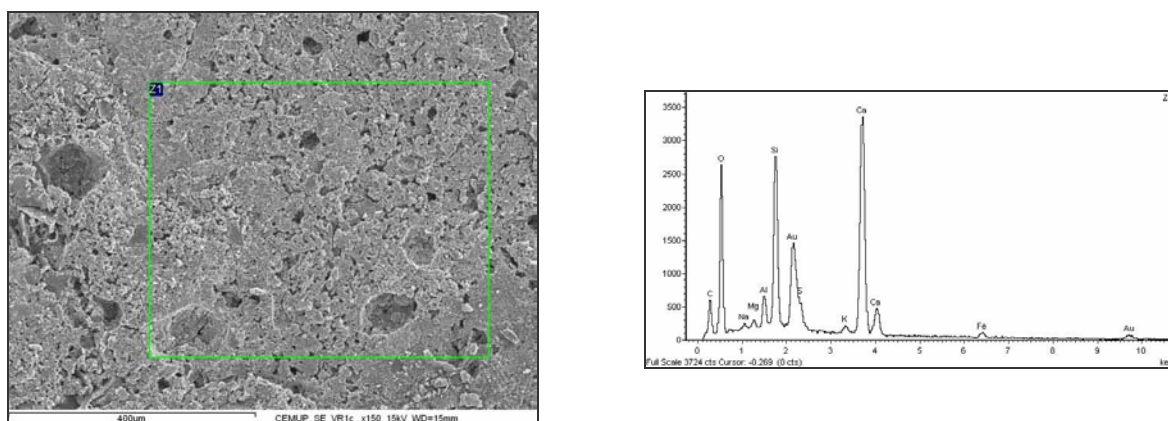
Embora a argamassa, com cerca de seis anos, se tenha mostrado eficiente do ponto de vista da penetração da carbonatação, apresentava o desenvolvimento rápido de uma reacção sulfática. Uma interpretação possível é a de que a argamassa de restauro usada é impermeável à penetração de agentes agressivos por difusão e permeável à mesma penetração por capilaridade, uma vez que o dióxido de carbono é praticamente insolúvel na água enquanto que os sulfatos são, de uma maneira geral, muito mais solúveis. A reacção sulfática afecta muito as argamassas da zona marítima, não



acontecendo o mesmo com os betões, pelo facto de a porosidade das argamassas ser muito superior à porosidade dos betões (Teles et al., 2004).







Zona interior do revestimento

Figura 4.17 – Imagens e espectros da zona interior do revestimento da amostra VR1.

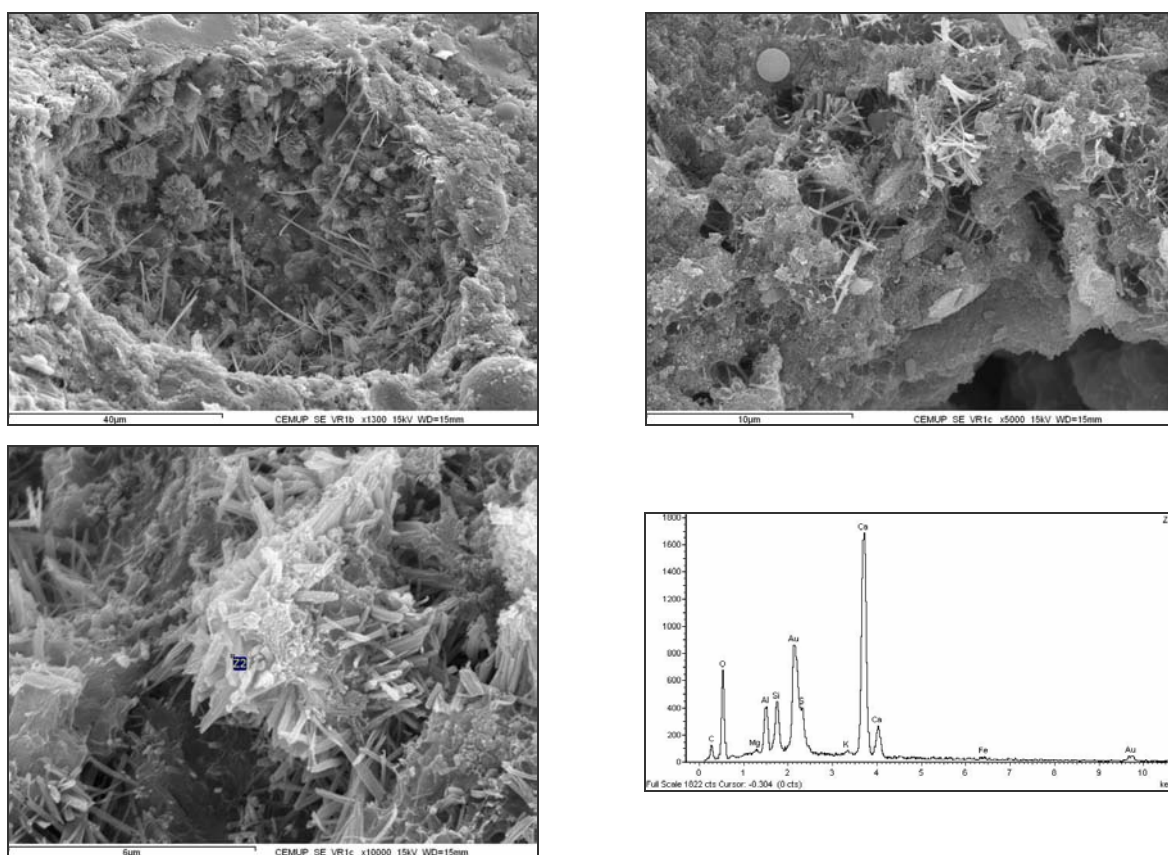
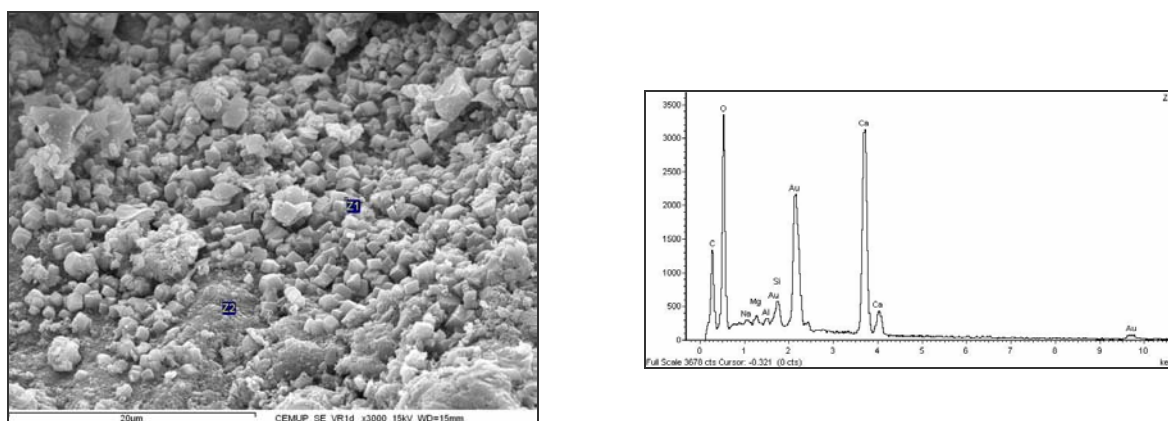


Figura 4.18 – Imagens e espectros da etringite presente na argamassa de revestimento da amostra VR1.



Z2 – sílico aluminatos de cálcio

Figura 4.19 – Imagens e espectros de betão da amostra VR1.

Em relação ao betão, que numa das amostras apresentou raramente cristais de calcite, não estava carbonatado, facto comprovado pelo teste da fenolftaleína. Os betões de ambas as amostras eram de boa qualidade.

As amostras VR5 e VR6 (Figura 4.6) eram constituídas por um revestimento superficial com cerca de 0,5 mm. Este revestimento, analisado por MEV, mostrou ser constituído essencialmente por gesso (sulfato de cálcio hidratado), exibindo muito raramente cinzas volantes porosas, ricas em carbono e enxofre (Figura 4.20).

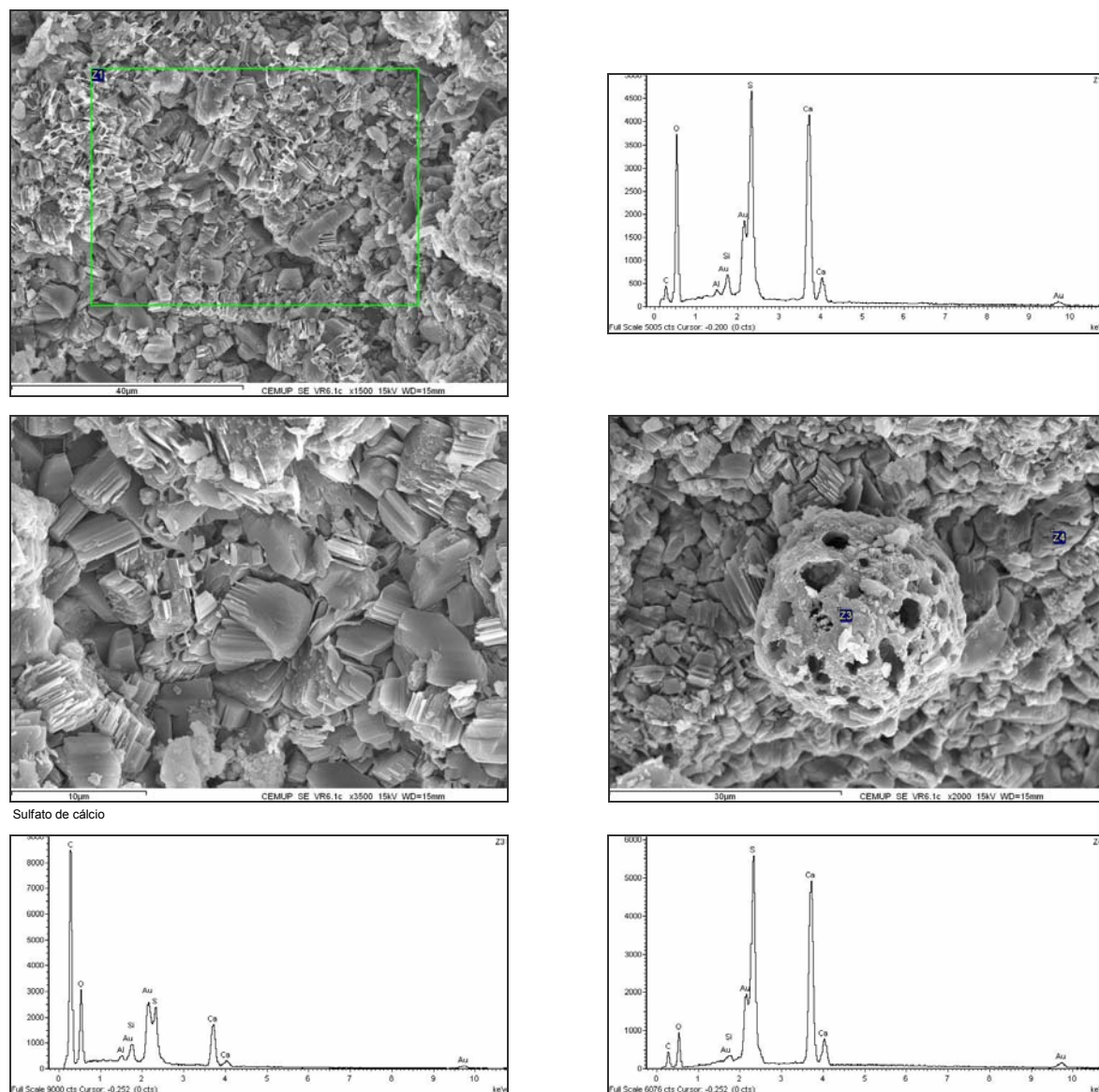


Figura 4.20 – Imagem e espectro da camada de gesso da amostra VR6.

A análise por MEV do betão das duas amostras mostrou um material de boa qualidade. A amostra VR5 exibiu muitos cristais de carbonato de cálcio enquanto que a amostra VR6 mostrou ser muito rica em carbonato de cálcio, apenas evidenciado pelos espectros, não tendo sido possível individualizar cristais de calcite (Figura 4.21).

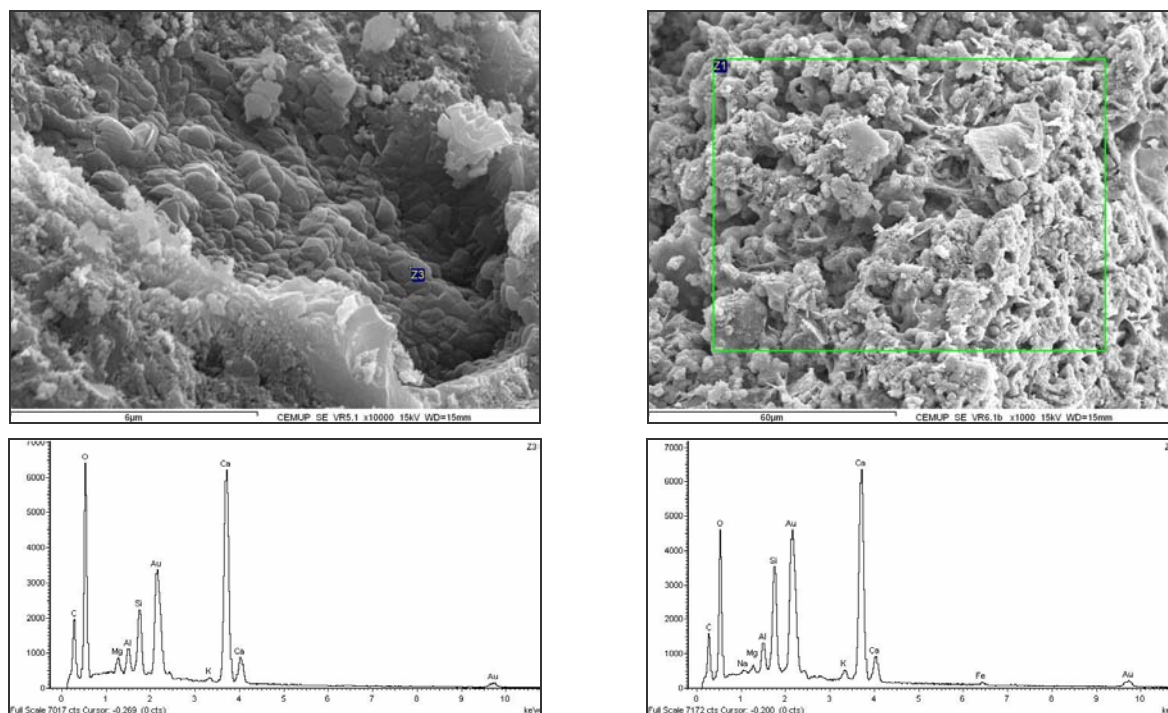


Figura 4.21 – Imagens e espectros do betão das amostras VR5 e VR6.

As amostras a cerca de 5mm da superfície revelaram-se idênticas às anteriores, mas com menores quantidades de carbono nos espectros. Em profundidade, a mais de 5mm, apenas se analisou o betão da amostra VR6, sendo evidenciado pelos espectros uma pequena quantidade de carbono.

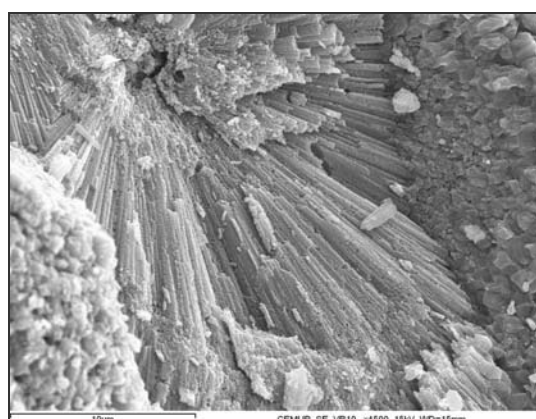
A constituição da camada de revestimento permite classificá-la como crosta negra, deterioração de materiais característica das zonas urbanas e/ou industriais. As crostas negras são formações essencialmente constituídas por cristais de gesso, podendo eventualmente conter cinzas volantes muito porosas, de natureza carbonosa, e ricas em enxofre, resultantes da queima de combustíveis. A formação das crostas negras está associada a zonas húmidas e protegidas sujeitas a molhagem directa ou indirecta, mas não submetidas a lixiviação por parte das águas de escorrência, aparecendo sobre diversos materiais como por exemplo pedra (Begonha e Sequeira Braga, 1996), metais (Selwyn et al., 1996) e betão (Teles et al., 2004). A génese deste tipo de deterioração está associada à poluição atmosférica em meios urbanos e/ou industriais, verificando-se nestes meios que a composição da água da chuva apresenta razão  $\text{Ca}^{2+}/\text{SO}_4^{2-}$  próxima ou igual à razão  $\text{Ca}^{2+}/\text{SO}_4^{2-}$  do gesso. Efectivamente, comprovou-se que o gesso é o único sulfato que cristaliza em quantidades significativas a partir da evaporação de águas da chuva desses meios (Begonha, 1997). É de referir que este tipo de depósitos usualmente apresenta uma cor muito escura. A cor evidenciada pelas amostras VR5.1 e VR6.1, significativamente mais clara, é atribuída, provavelmente, ao facto de praticamente não existirem cinzas volantes sobre estes depósitos.

A circunstância de o teste da fenolftaleína ter mostrado uma profundidade de carbonatação de cerca de 5mm e de aparecer carbono, embora em pequenas quantidades, a uma profundidade superior a esta, é perfeitamente possível, uma vez que a formação de carbonato de cálcio ainda não é suficiente para originar uma redução do pH para valores abaixo de 8,9.

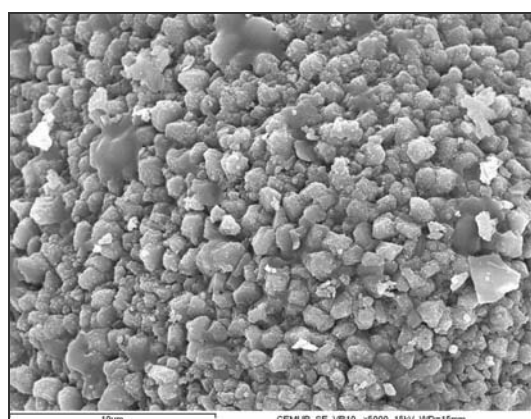


A constituição das amostras VR5 e VR6 apesar de terem orientações diferentes é semelhante. A única diferença entre as amostras detectada é o facto do carbonato de cálcio aparecer em cristais bem individualizados na amostra orientada a norte

Um dos caixões da fundação do pórtico adjacente ao rio Leça apresentava uma fissuração aleatória que indiciava uma reacção sulfática. Recolheu-se uma amostra à superfície, VR10, de betão do caixão central (Figura 4.5) que foi observada e analisada por MEV. Este betão revelou estar muito carbonatado, mostrando diferentes figuras de carbonatação, tendo exibido ainda quantidades de etringite que comprovam a existência de uma reacção sulfática (Figura 4.22).



Carbonato de cálcio



Carbonato de cálcio

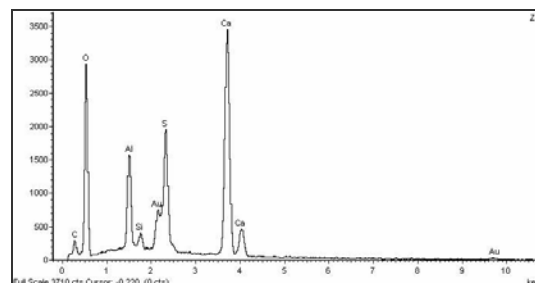
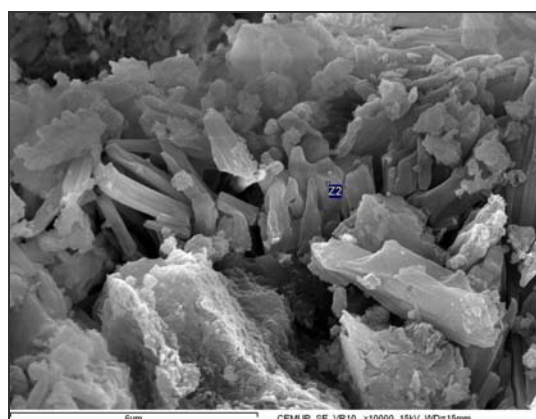


Figura 4.22 – Imagens e espectro da amostra VR10.

Não é de estranhar que alguns dos caixões da fundação apresentassem uma reacção sulfática, mesmo considerando que o betão contém pozolanas que lhes conferem resistência em relação a esta acção, porque têm cerca de 45 anos e estão em contacto com águas do rio Leça, junto à foz.

Retirou-se uma eflorescência escura do encontro norte, VR11 (Figura 4.5), e a sua observação e análise por MEV mostrou que era constituída essencialmente por matéria orgânica, provavelmente algas, aparecendo ainda muitas diatomáceas com alguma contaminação de betão (Figura 4.23).

Dada a sua composição, comprovou-se que se trata de uma eflorescência com origem na humidade, o que é natural uma vez que se encontra numa zona de escorrência de água. A presença de diatomáceas, organismos unicelulares, está associada a humidades elevadas.

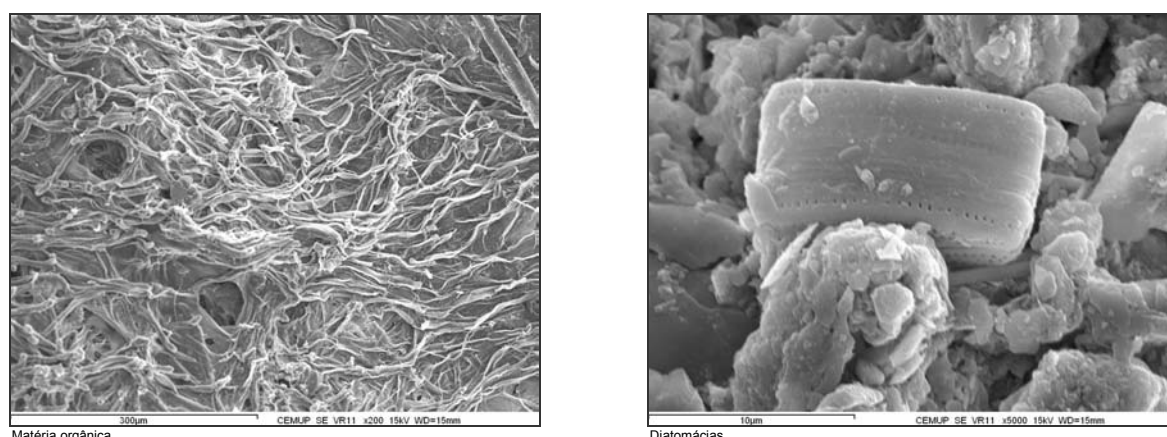


Figura 4.23 – Imagens da efluorescência da amostra VR11.

Para esclarecer a origem de uma mancha escura do encontro norte retirou-se uma amostra, VR12 (Figura 4.5). A observação e análise revelaram tratar-se claramente de uma mancha de humidade sobre um betão carbonatado. A mancha é essencialmente constituída por muita matéria orgânica, provavelmente algas, apresentando diatomáceas em grande quantidade (Figura 4.24).

Tal como a amostra VR11, esta mancha é de humidade e não de corrosão das armaduras, o que é natural uma vez que esta mancha se encontra na mesma zona da efluorescência anterior.

Retirou-se uma amostra de betão da face superior da viga dos pórticos, VR14 (Figura 4.7), por o betão apresentar um aspecto deteriorado, diferente do restante betão da viga que se encontrava aparentemente em bom estado (amostras VR1 e VR3).

A observação e análise por MEV revelaram um betão arenizado, apresentando apenas grãos de quartzo e zonas de destacamentos, provavelmente, de feldspatos. A composição da calda de cimento também exibiu alterações, mostrando uma base com duas zonas distintas, uma rica em silício e carbono (provavelmente carboneto de silício) e outra em carbonato de cálcio. Apresentam-se na Figura 4.25 uma imagem da arenização do betão e uma imagem e espectros da calda de cimento.

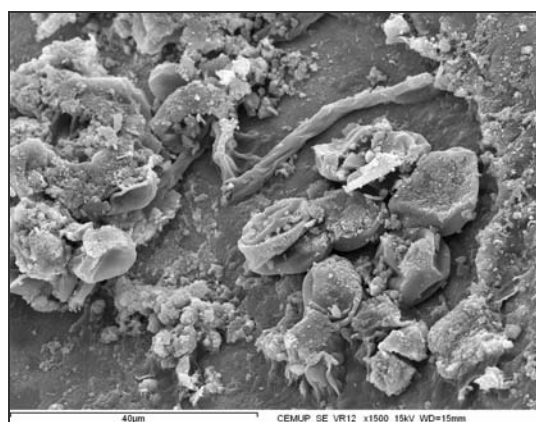
A arenização do betão da face superior desta viga tem provavelmente origem no desgaste provocado pelas deformações das vigas do tabuleiro, que sobre ela apoiam. No entanto esta acção de desgaste, causa da arenização do betão, não explica a composição da calda. Enquanto que a existência de cristais de carbonato de cálcio corresponde à carbonatação, envelhecimento natural do betão, não se sabe a origem da formação do carboneto de silício, para o que seria necessário recolher mais amostras quer da deterioração quer do betão são.

Extraíram-se, de uma longarina (Figura 4.7), duas amostras, VR15.1 e VR15.2, de um destacamento de betão que apresentava uma mancha castanha. A amostra VR15.2 é de betão superficial enquanto que a amostra VR15.1 contém a mancha escura e betão próximo da armadura.

A observação e análise por MEV revelaram que a mancha escura era integralmente constituída por óxidos de ferro, mostrando a Figura 4.26 diferentes aspectos encontrados destes óxidos. Além disso, mostrou também que o betão, junto da armadura, é quase que na totalidade formado por cristais de calcite e, à superfície, contém essencialmente cristais de gesso (Figura 4.27).

A mancha escura completamente constituída por óxidos de ferro resulta da corrosão das armaduras, sendo esta corrosão devida à carbonatação do betão. Este facto é comprovado por o betão junto da armadura se encontrar totalmente carbonatado e pelas análises ao teor de cloretos, em amostras de

vigas com o mesmo betão, terem confirmado tratar-se de um teor insuficiente para provocar a corrosão das armaduras por penetração de cloretos. O gesso encontrado sobre o betão é, como já se referiu, uma crosta negra resultante da poluição ambiental.



Matéria orgânica



Matéria orgânica

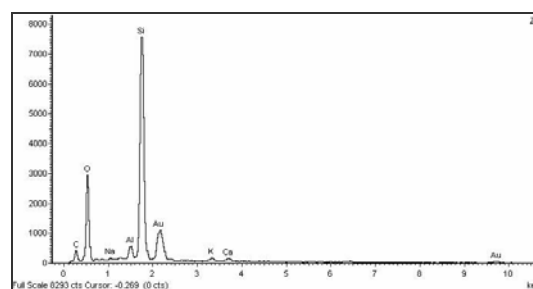
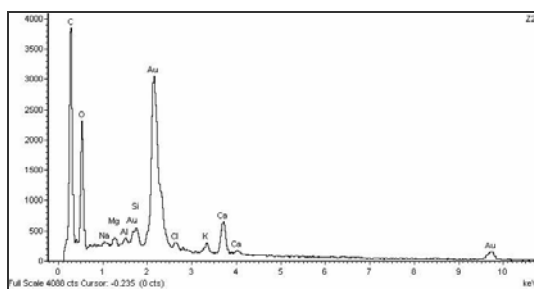
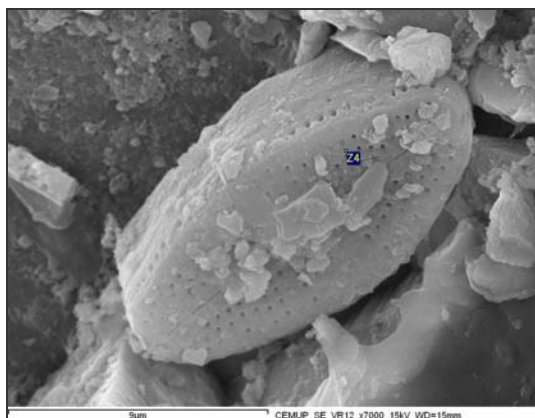
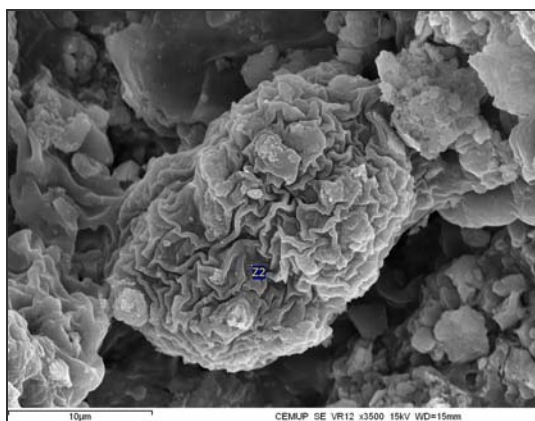
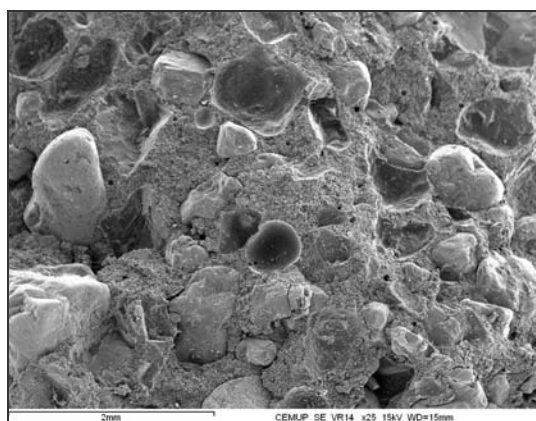
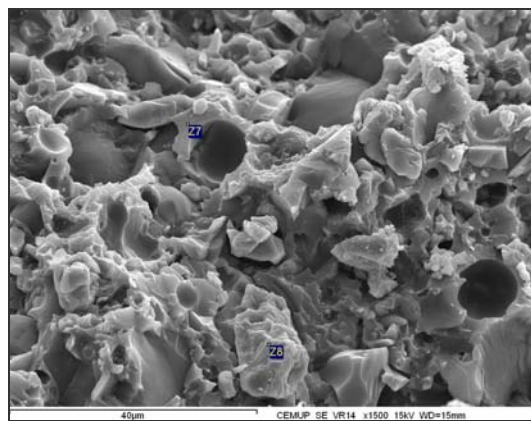
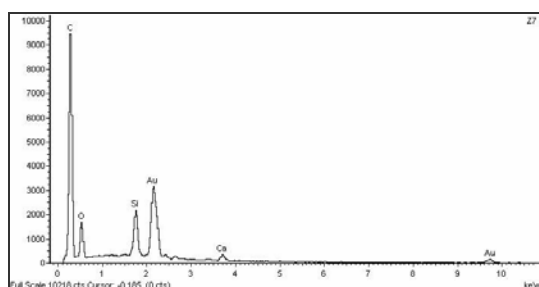


Figura 4.24 – Imagem e espectro do betão da amostra VR12





Arenização do betão



Calda de cimento

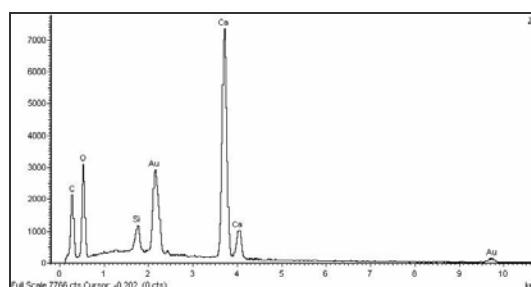
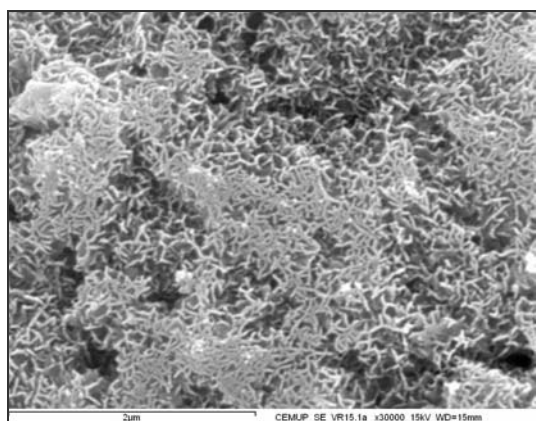
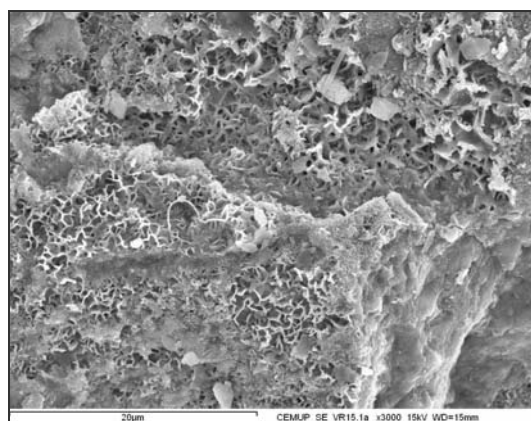


Figura 4.25 – Imagem e espectro da amostra VR14



Óxidos de ferro



Óxidos de ferro

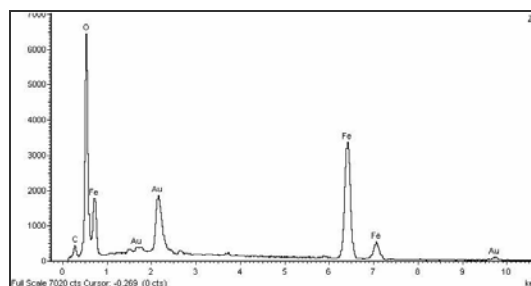
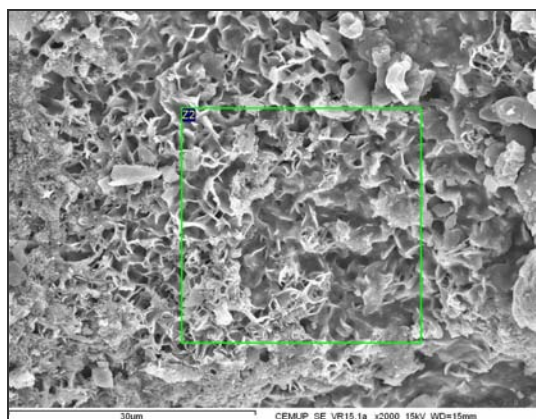


Figura 4.26 – Imagem e espectro da mancha castanha da amostra VR15.1

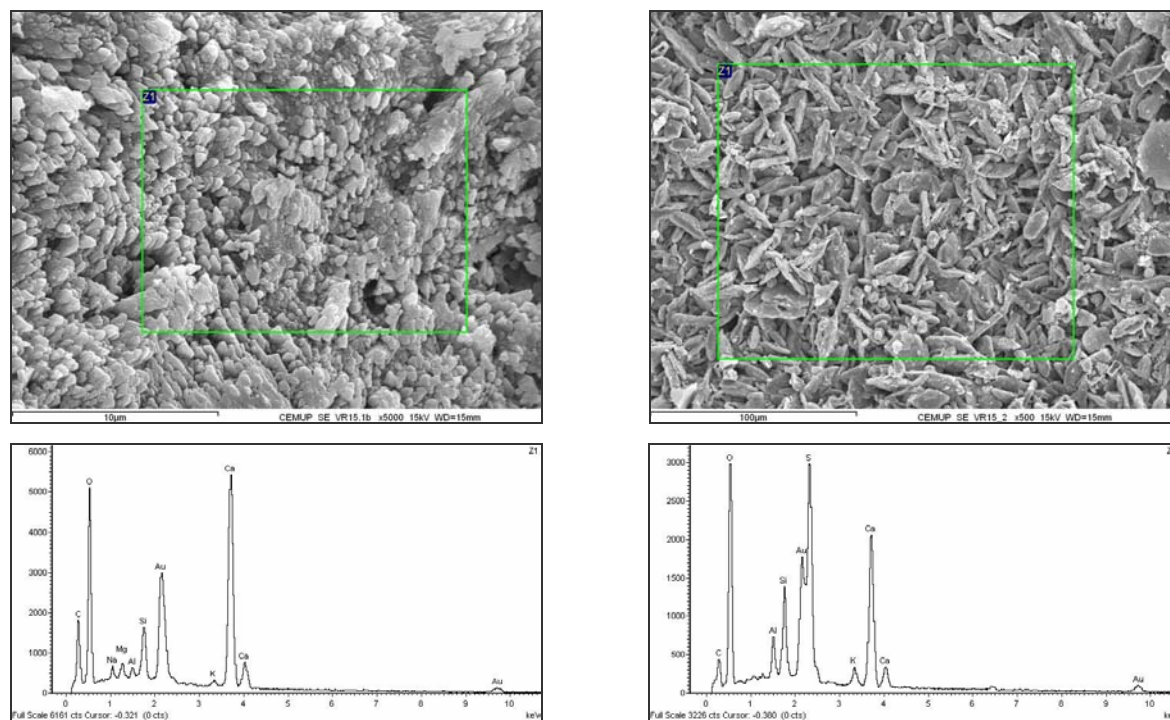


Figura 4.27 – Imagem e espectro das amostras VR15.1 e VR15.2

Extraíu-se uma amostra, VR16, de uma eflorescência esbranquiçada (Figura 4.7), muito agarrada ao betão da laje, para observar e analisar por MEV. A amostra revelou ser uma eflorescência de carbonato de cálcio, contendo ainda, sobre o carbonato de cálcio, uma quantidade muito razoável de gesso, não tendo sido possível obter espectros sem a influência dos compostos hidratados do cimento (Figura 4.28).

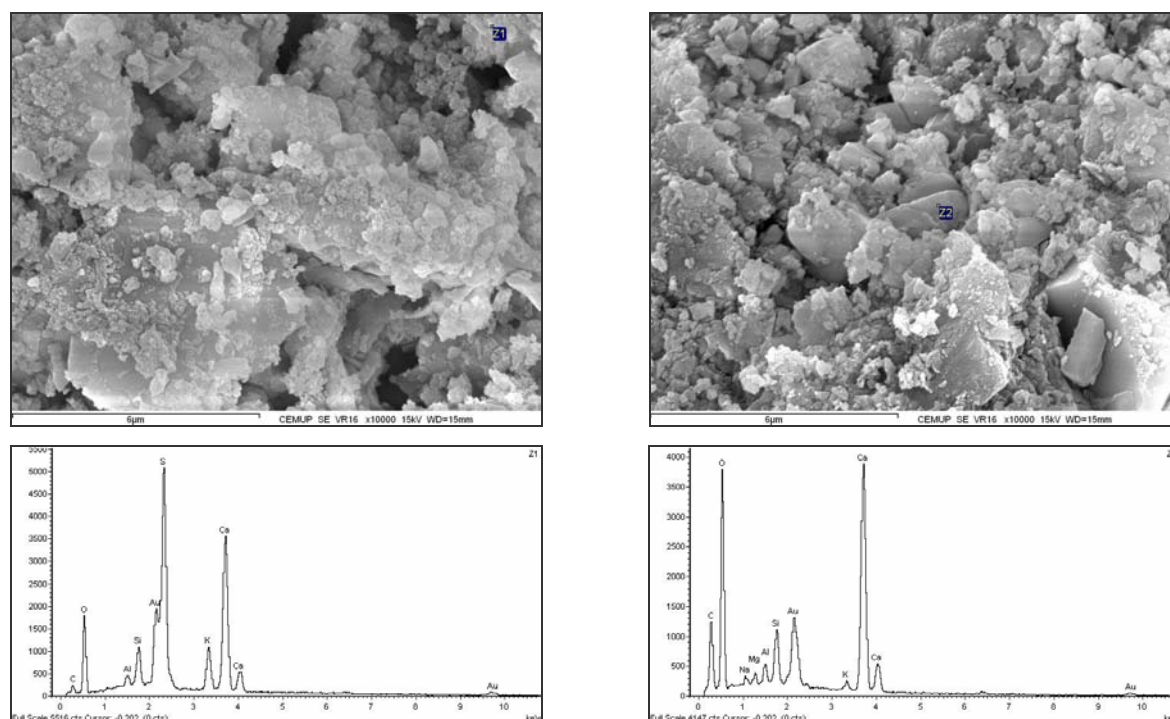


Figura 4.28 – Imagens e espectros da amostra VR16.

As eflorescências de carbonato de cálcio são muito comuns no betão devido, quer a um excesso de água de amassadura, quer a uma lixiviação do betão por águas que o atravessam. Quando as



eflorescências ocorrem por um excesso de água de amassadura são muito coladas ao betão e surgem logo após o seu endurecimento. Quando a sua origem está na lixiviação do betão, usualmente as esflorescências têm alguma espessura não sendo difícil destacá-las do betão. Esta eflorescência parece ser do primeiro tipo. O gesso como mencionado anteriormente tem origem na poluição ambiental.

A amostra VR17 era constituída por um destacamento de betão da laje (Figura 4.7), tendo sido observada e analisada por MEV a mancha acastanhada, a parte exterior do betão e a parte interior do betão.

A parte exterior do betão revelou ser quase que totalmente constituída por gesso (Figura 4.29).

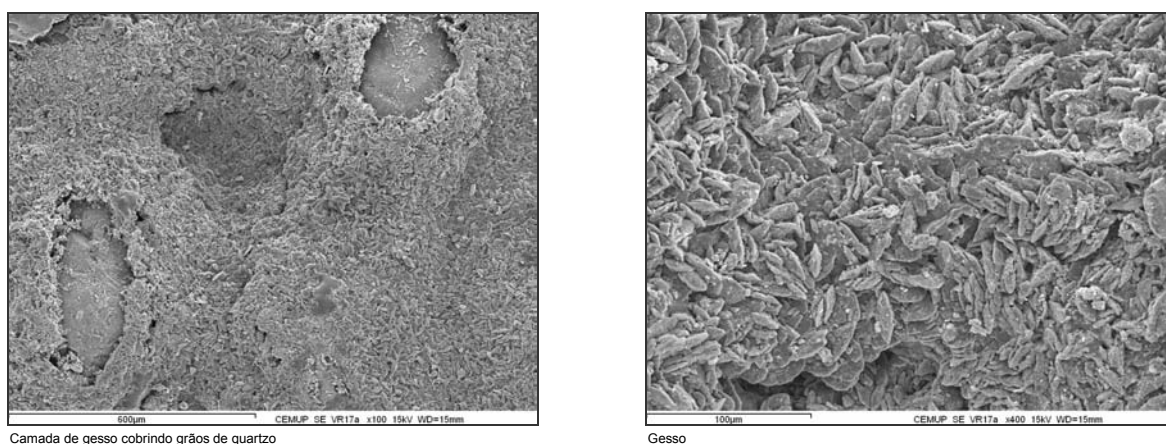


Figura 4.29 – Imagens da parte exterior do betão da amostra VR17.

A mancha acastanhada exibiu maioritariamente óxidos de ferro revestidos por gesso em algumas zonas (Figura 4.30).

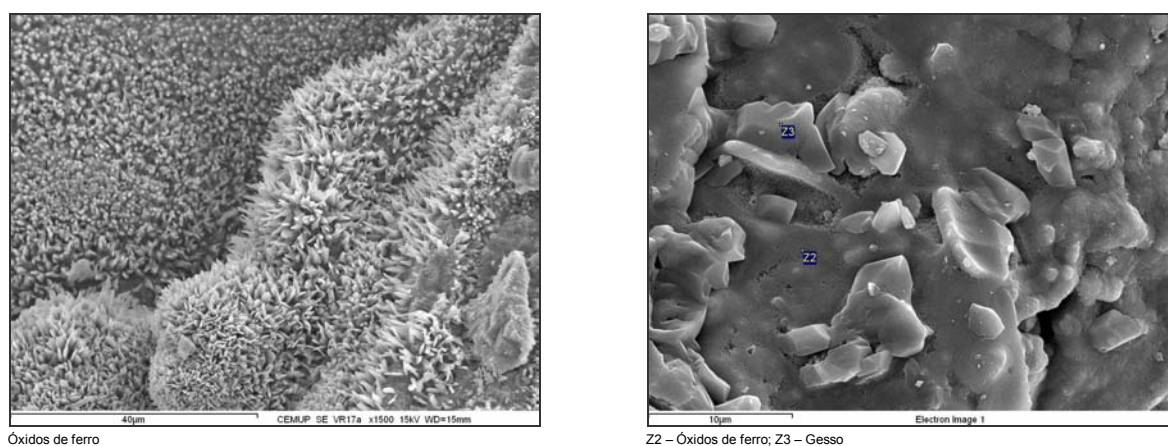


Figura 4.30 – Imagens do óxido de ferro e do gesso da amostra VR17

A parte interior do betão mostrou ser quase que totalmente formada por cristais de carbonato de cálcio (Figura 4.31).

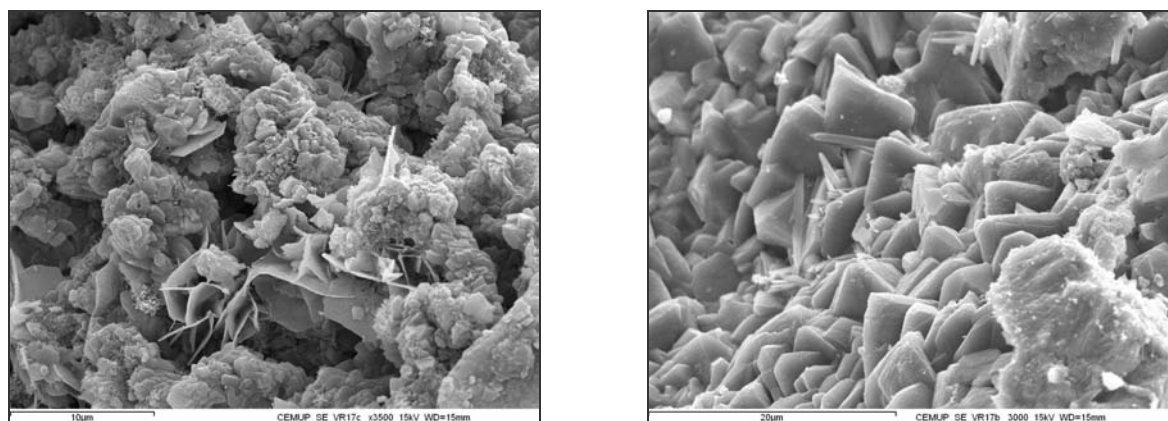


Figura 4.31 – Imagens da parte interior do betão da amostra VR17.

Assim, a camada exterior do betão, praticamente só gesso, tem origem na poluição ambiental, resultando, provavelmente, da reacção das águas da chuva com o betão e a camada interior de betão é fundamentalmente composta por calcite.

A mancha acastanhada era uma manifestação da corrosão das armaduras, com muitos óxidos de ferro, que em princípio já se encontrava na parte exterior do betão há algum tempo por ter mostrado sobre ela um depósito de gesso da poluição ambiental. Esta corrosão das armaduras é por carbonatação, uma vez que junto da armadura só se encontrou carbonato de cálcio e as análises aos cloretos em vigas com o mesmo betão revelaram um teor em cloretos muito baixo.

Nas zonas que apresentam picadas acastanhadas, por se suspeitar de uma corrosão por penetração de cloretos, destacou-se o betão superficial junto das picadas, tendo-se encontrado arames corroídos de amarração das armaduras muito junto da superfície.

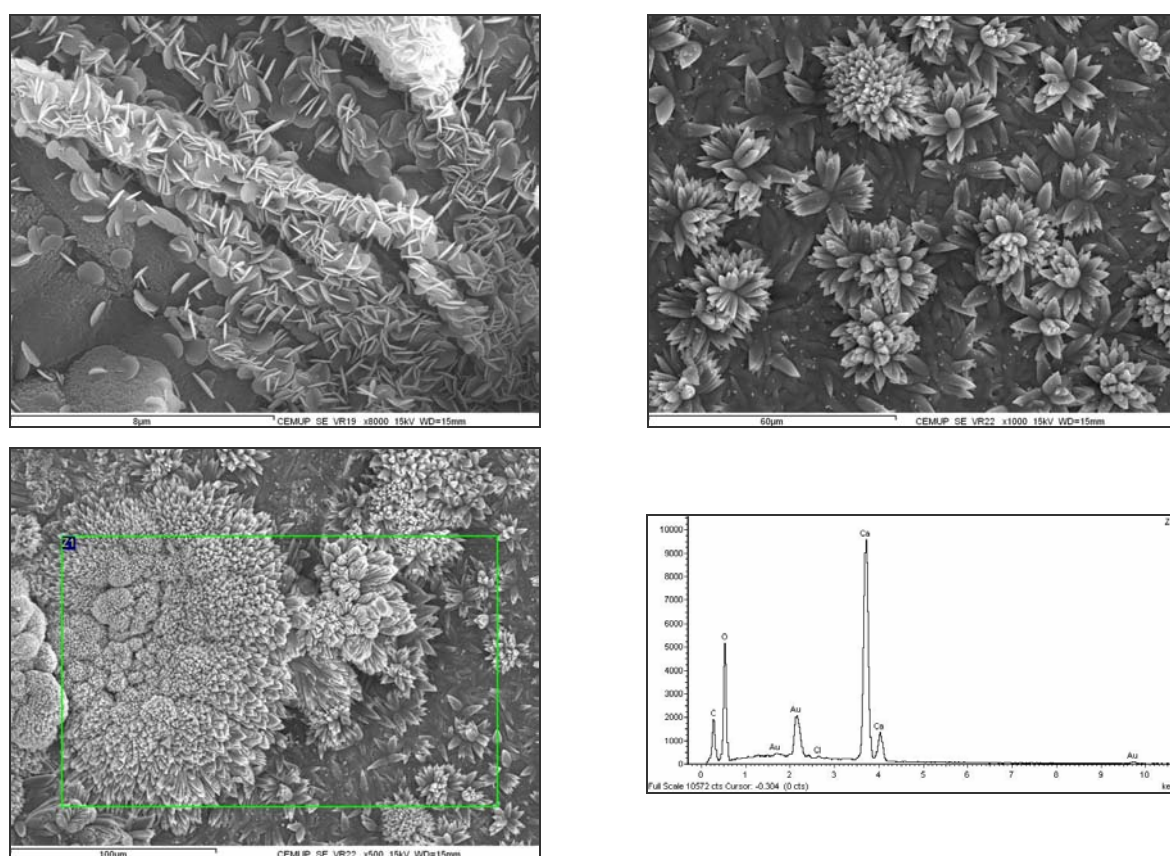
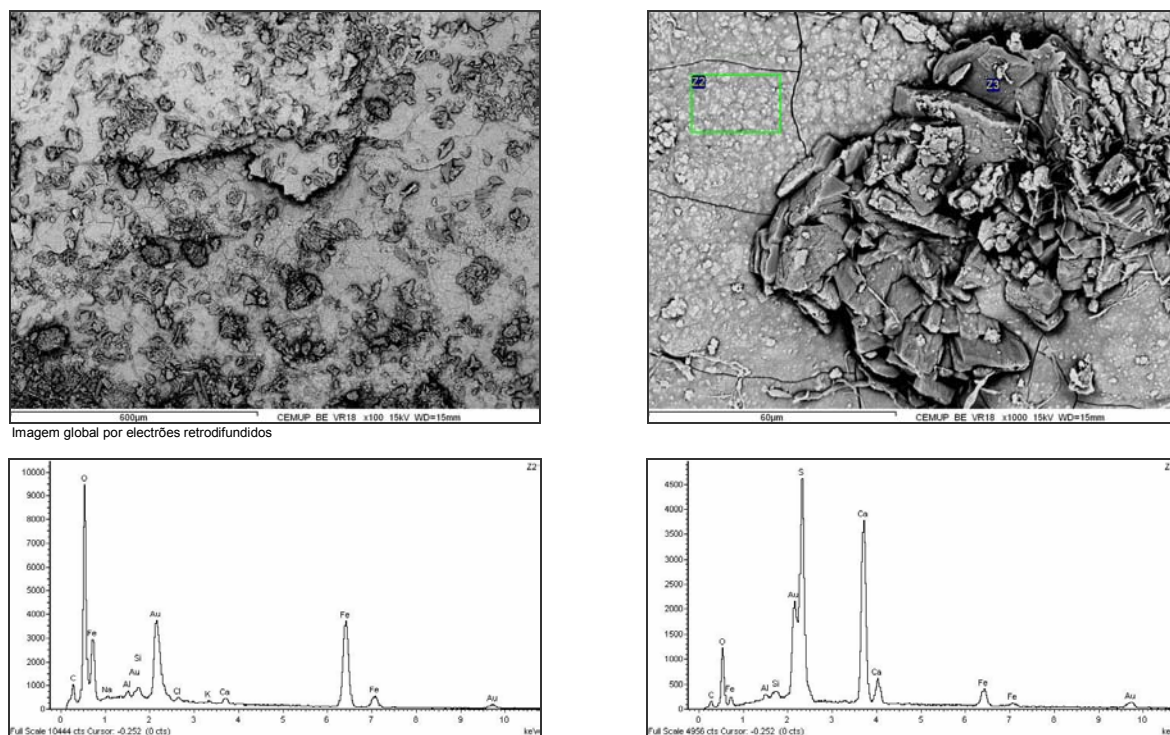
Foi extraída uma amostra das escamas acastanhadas sobre o betão, VR18 (Figura 4.7), que, tendo sido observada e analisada por MEV, exibiu muitos cristais de gesso sobre óxidos de ferro ou de alumino-silicatos de cálcio. Como não se conseguiram isolar cristais de óxido de ferro fez-se uma observação e análise por electrões retrodifundidos, que revelaram a existência de uma camada de óxidos de ferro (Figura 4.32). Esta análise permite separar zonas ricas em elementos de número atómico mais elevado, quando existem, correspondendo na imagem a zonas muito mais claras.

O descasque da zona superficial de betão mostrou que não se tratava de uma corrosão por penetração de cloretos, mas que era provocada por os arames de amarração das armaduras não terem respeitado a espessura de recobrimento. A presença dos óxidos de ferro era uma consequência da corrosão destes arames. Mais uma vez, foi evidenciada a influência da poluição sobre qualquer camada exterior quer de betão quer de ferro.

Retirou-se de um pátio um conjunto de eflorescências de cores diferentes, uma amarelada, VR19, uma escura, VR20, uma esverdeada, VR21, e uma branca, VR22 (Figura 4.7), tendo se observado e analisado por MEV.

As eflorescências amarela e branca mostraram ser totalmente constituídas por carbonato de cálcio (Figura 4.33).

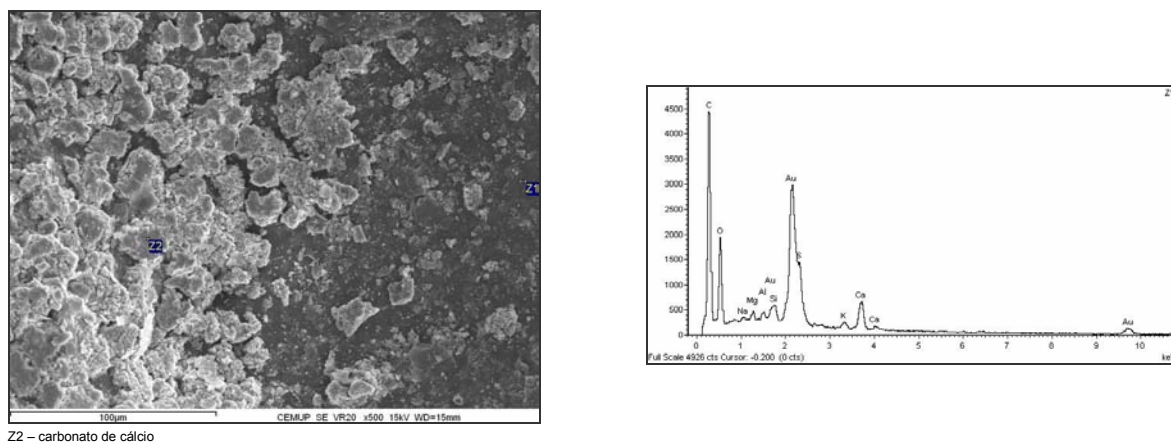
O aparecimento destas eflorescências, facilmente destacáveis do betão, e que revelaram espectros completamente limpos, é provavelmente atribuível à lixiviação do betão por águas da chuva.



Uma imagem de pequena ampliação da eflorescência escura, VR20, revelou uma composição não muito diferente de um betão carbonatado, apresentando no entanto maiores quantidades de carbono e oxigénio. Encontraram-se zonas muito ricas em carbono e oxigénio junto do carbonato de cálcio, o que



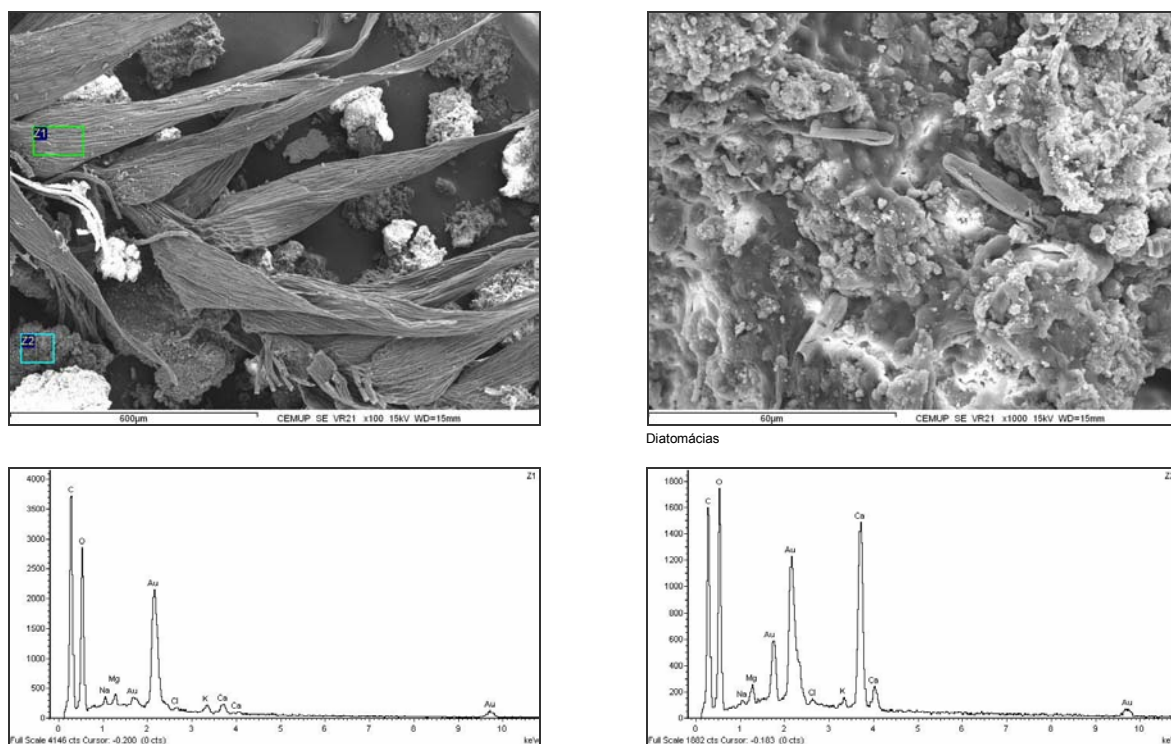
faz suspeitar de uma contaminação orgânica. Na realidade, esta mancha devia ser uma mancha de humidade (Figura 4.34).



Z2 – carbonato de cálcio

Figura 4.34 – Imagem e espectro da amostra VR20.

A observação e análise por MEV da eflorescência, VR21, mostrou ser constituída por muita matéria orgânica, aparecendo também partículas de carbonato de cálcio e de alguns silicatos. Exibia ainda grandes quantidades de diatomáceas (Figura 4.35).



Diatomáceas

Figura 4.35 – Imagens e espectros da amostra VR21.

A amostra era constituída provavelmente por musgo com partículas de betão mais ou menos carbonatado. A presença das diatomáceas indicia teores de humidade no betão compatíveis com a formação do musgo.

Finalmente, e porque em determinadas zonas havia sobre o betão uma grande concentração de excrementos de pombo, para esclarecer se o betão se encontrava deteriorado, retiraram-se as amostras

VR23 e VR24 de betão sob os dejectos de pombo e dos excrementos, respectivamente (Figura 4.7). Observou-se e analisou-se por MEV, em primeiro lugar, os dejectos de pombo que revelaram ser principalmente ricos em carbono, oxigénio e azoto, contendo também potássio e sódio e identificando-se ainda, em algumas zonas, o fosfato de magnésio (Figura 4.36).

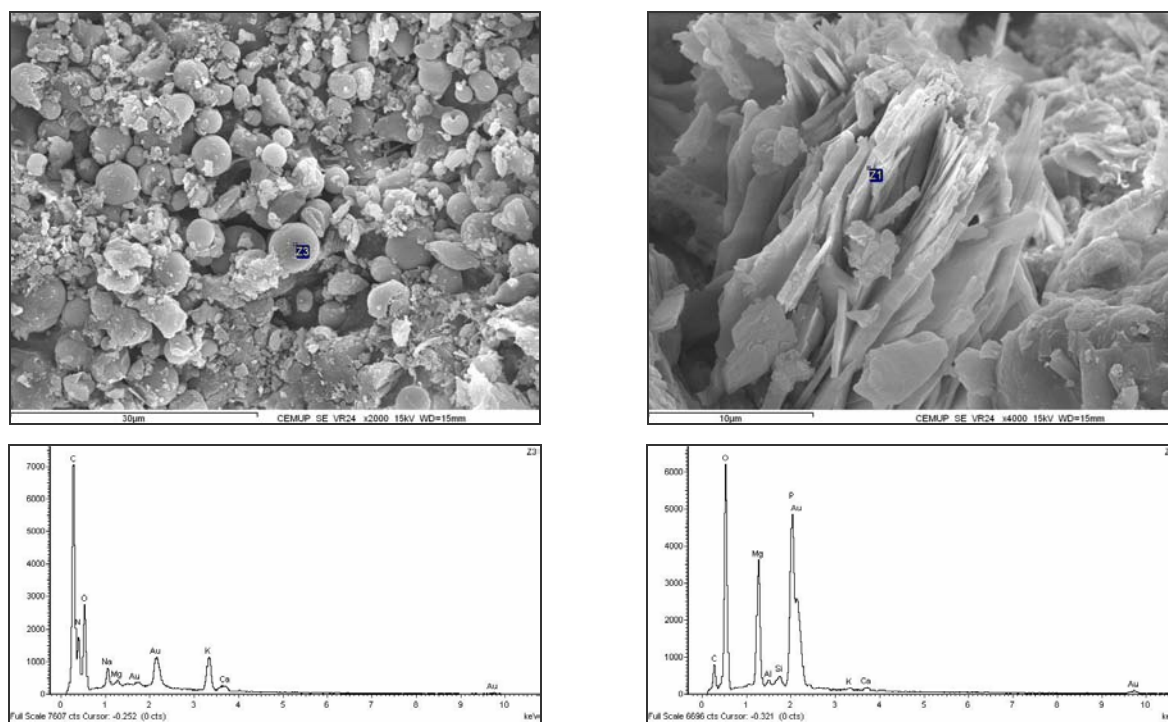


Figura 4.36 – Imagens e espectros da amostra VR24.

O betão por baixo dos excrementos, VR23, não parece estar contaminado, mostrando principalmente silicatos e aluminatos e zonas carbonatadas (Figura 4.37).

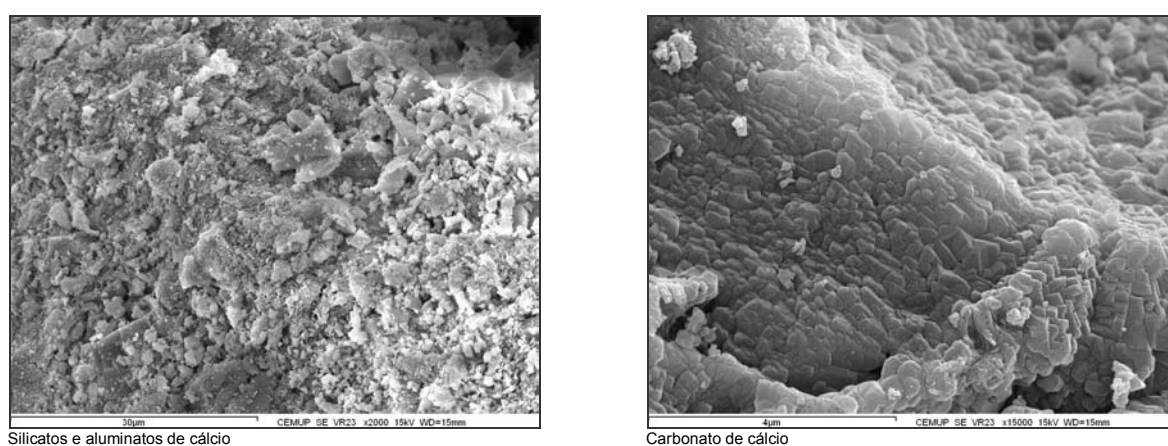


Figura 4.37 – Imagens da amostra VR23.

As análises dos dejectos dos pombos revelaram estar, em grande parte, de acordo com o descrito por Cravo (1995) e com as análises da matéria solúvel efectuada sobre amostras retiradas da igreja de São Gonçalo de Amarante (Castro et al., 1991).

Embora o betão não tenha revelado nenhuma deterioração relacionada com este tipo de agressão, admite-se que, por um lado, apenas se estudou uma amostra e, por outro lado, a grande quantidade de

dejectos sobre o betão encontrava-se em locais protegidos da água, o que pode ou inviabilizar as reacções ou torná-las extremamente lentas. Refere-se que na bibliografia consultada não se encontrou qualquer referência a este tipo de deterioração.

#### 4.3.5.2 VIADUTOS DE ACESSO À PONTE MÓVEL

Analisaram-se as amostras retiradas das carotes de uma parede-pilar, PM2 e PM3 (Figura 4.9), de um betão aparentemente sem degradações. Ambas tinham um revestimento com cerca de 2 mm de espessura, tendo este sido também analisado. As amostras, que se mostraram carbonatadas no teste da fenolftaleína, com uma profundidade de cerca de 5 mm, foram examinadas junto ao revestimento (PM2.1 e PM3.1), a menos de 5 mm (PM2.2), a mais de 5 mm (PM2.3a), a cerca de 8 mm (PM2.3b) e a cerca de 10 cm (PM2p). Apresenta-se na Figura 4.38 um aspecto do revestimento das amostras.

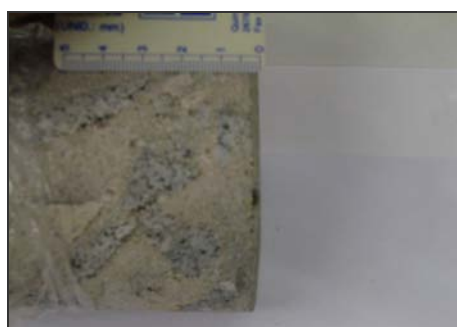


Figura 4.38 – Revestimento das amostras PM2 e PM3 do viaduto norte de acesso à Ponte Móvel.

O revestimento foi observado e analisado por MEV, mostrando ser uma argamassa cimentícia, principalmente constituída por aluminatos e silicatos de cálcio, apresentando-se bastante porosa, mas com poros pequenos. A sua superfície era muito rica em titânio e cloro, isolando-se, à superfície, grãos de óxido de titânio, sem no entanto se conseguir isolar qualquer composto de cloro. Contudo, na argamassa junto do betão encontrou-se cloreto de potássio em abundância (Figura 4.39).

O betão imediatamente abaixo da argamassa de recobrimento exibia cloreto de potássio em quantidades apreciáveis. Apresentava ainda muito carbonato de cálcio, por vezes, com figuras de dissolução (Figura 4.40).

O betão localizado a menos de 5 mm de profundidade mostrou também muito carbonato de cálcio, apresentando-se a calcite, principalmente, com figuras de dissolução. Exibiu ainda uma zona rica em gesso com alguma contaminação orgânica (Figura 4.41).

O betão a mais de 5 mm de profundidade apresentou algum carbonato de cálcio e muita etringite (Figura 4.42).

A cerca de 8 mm de profundidade a amostra continha pouco carbonato de cálcio, exibindo grande quantidade de etringite (Figura 4.43). A imagem de carbonato de cálcio que se apresenta nesta figura, por ter um hábito diferente do mais comum, pode fazer crer que a concentração é grande, o que não se verificou, pois apenas se encontrou este carbonato de cálcio numa zona muito pequena.



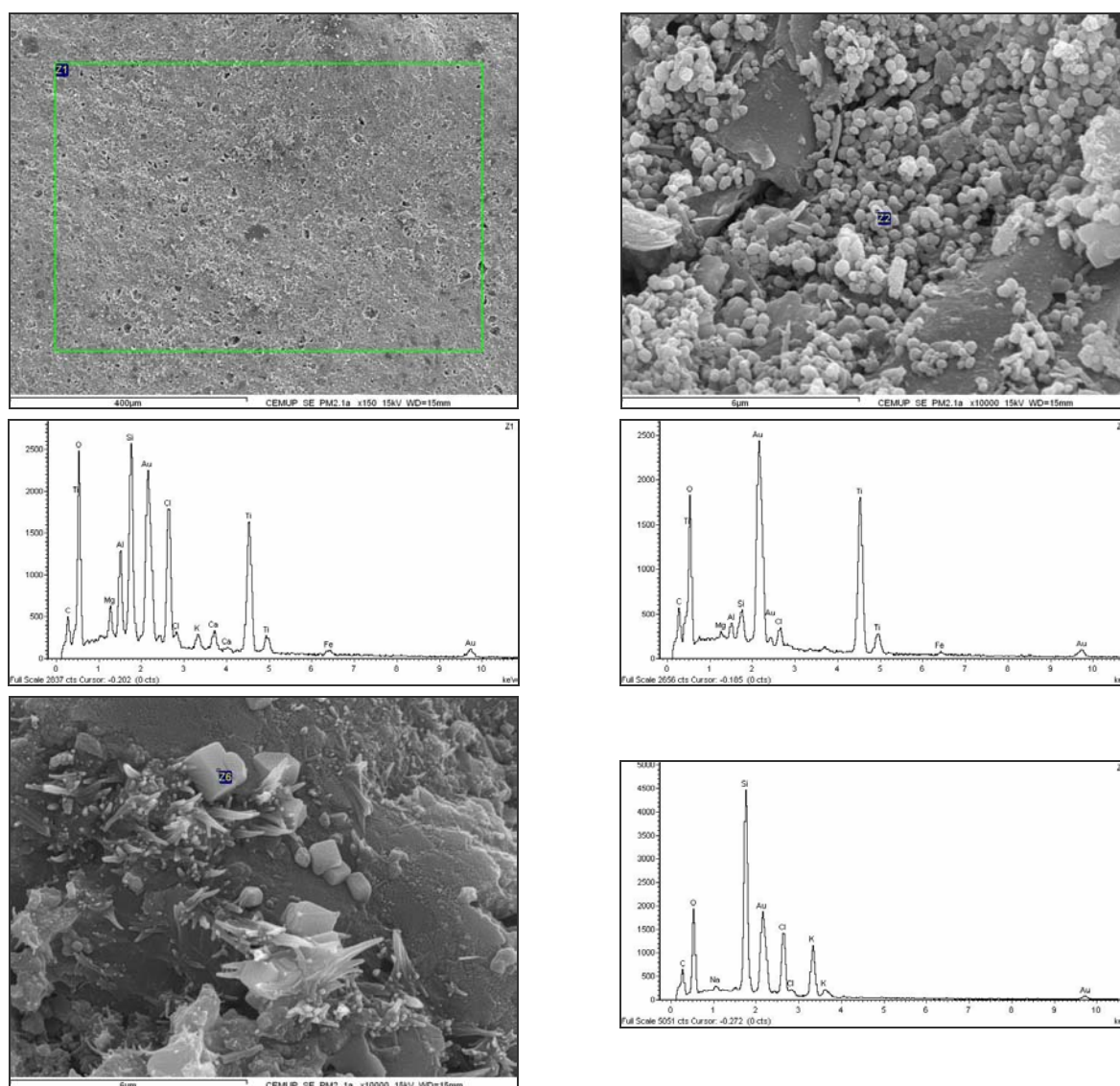


Figura 4.39 – Imagens e espectros do revestimento da amostra PM2.

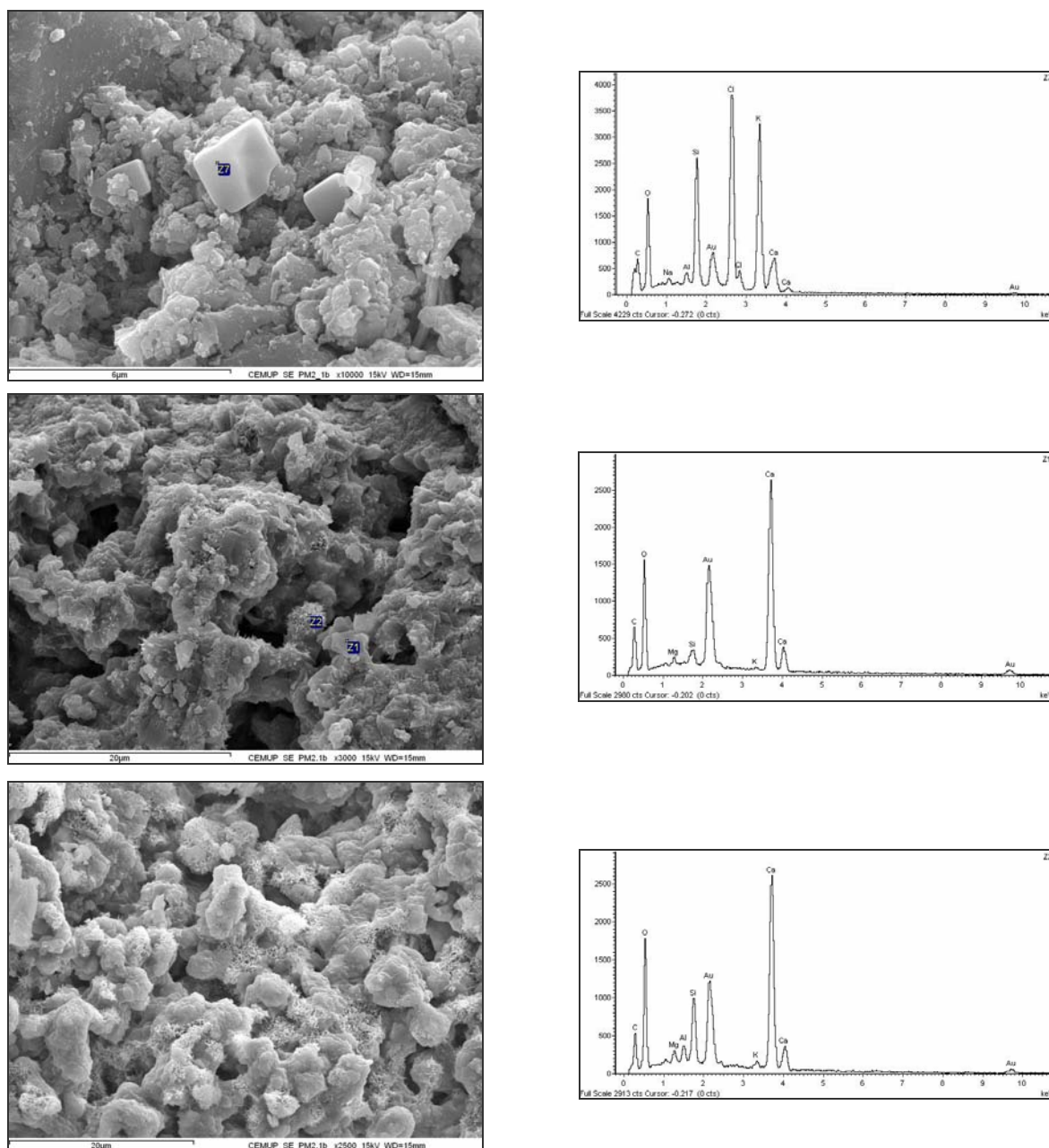
A amostra a cerca de 10 cm de profundidade mostrou um betão de boa qualidade, embora com etringite (Figura 4.44). A quantidade de etringite era muito inferior à encontrada nas outras amostras.

A argamassa de recobrimento mostrou, à superfície, ser rica em titânio, provavelmente resultante de uma pintura superficial, e em cloro. Infelizmente não se conseguiu isolar nenhum composto de cloro, mas este ião estava na composição da argamassa, uma vez que todas as zonas ricas em cloro não apresentavam sódio. Se o cloro penetrasse do exterior, seria muito provavelmente sob a forma de cloreto de sódio. Este facto foi confirmado pela presença, na argamassa junto do betão, de cloreto de potássio com abundância. A presença deste ião na composição da argamassa pode acelerar uma corrosão das armaduras do betão por penetração de cloretos.

A amostra do betão junto do revestimento apresentou quantidades apreciáveis de cloreto de potássio o que revelou já haver uma contaminação pelos cloretos da argamassa.

O betão encontrava-se com muito carbonato de cálcio nas amostras junto do revestimento e a cerca de 5 mm de profundidade. Estas amostras mostraram, quase sempre, o carbonato de cálcio com figuras de dissolução, o que patenteou uma abundância de penetração de água, uma vez que o carbonato de cálcio é um sal pouco solúvel. Uma explicação para a abundância de água é o facto de o betão estar

exposto a sul, portanto mais sujeito à acção das águas da chuva. Por outro lado, os poros mais finos desta argamassa favoreceram a penetração da água por capilaridade. A amostra a cerca de 5 mm mostrou também algum gesso.



Figuras de dissolução do carbonato de cálcio

Figura 4.40 – Imagens e espectros do betão por baixo da argamassa de revestimento da amostra PM2.

As duas amostras observadas com profundidades superiores a 5 mm apresentavam algum carbonato de cálcio (pouco) e muita etringite. As quantidades pequenas de carbonato de cálcio estão de acordo com o teste da fenolftaleína que se revelou positivo para esta profundidade, enquanto que a etringite e o gesso, que apareceram na amostra a cerca de 5 mm, revelaram uma reacção sulfática.

O facto de nas amostras a 10 cm de profundidade se ter encontrado etringite veio reforçar a existência de uma reacção sulfática.



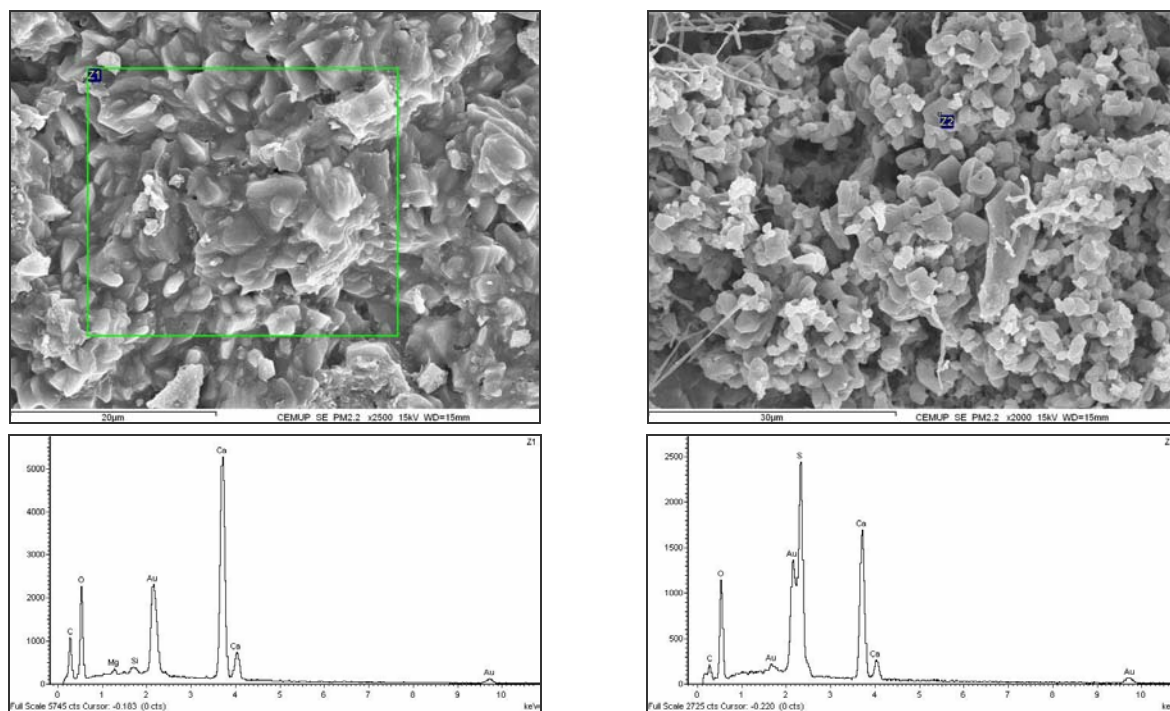


Figura 4.41 – Imagens e espectros do betão a menos de 5 mm de profundidade da amostra PM2.

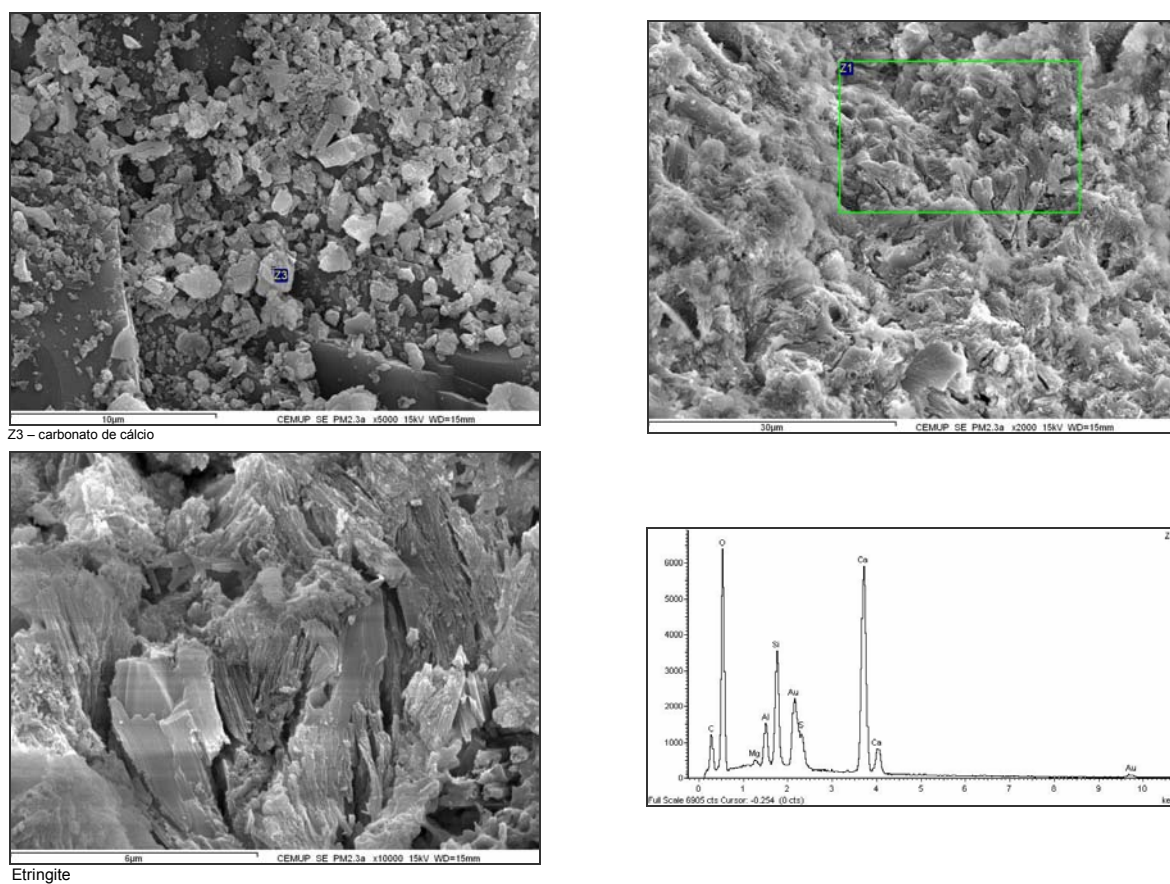


Figura 4.42 – Imagens e espectro do betão a mais de 5 mm de profundidade da amostra PM2.

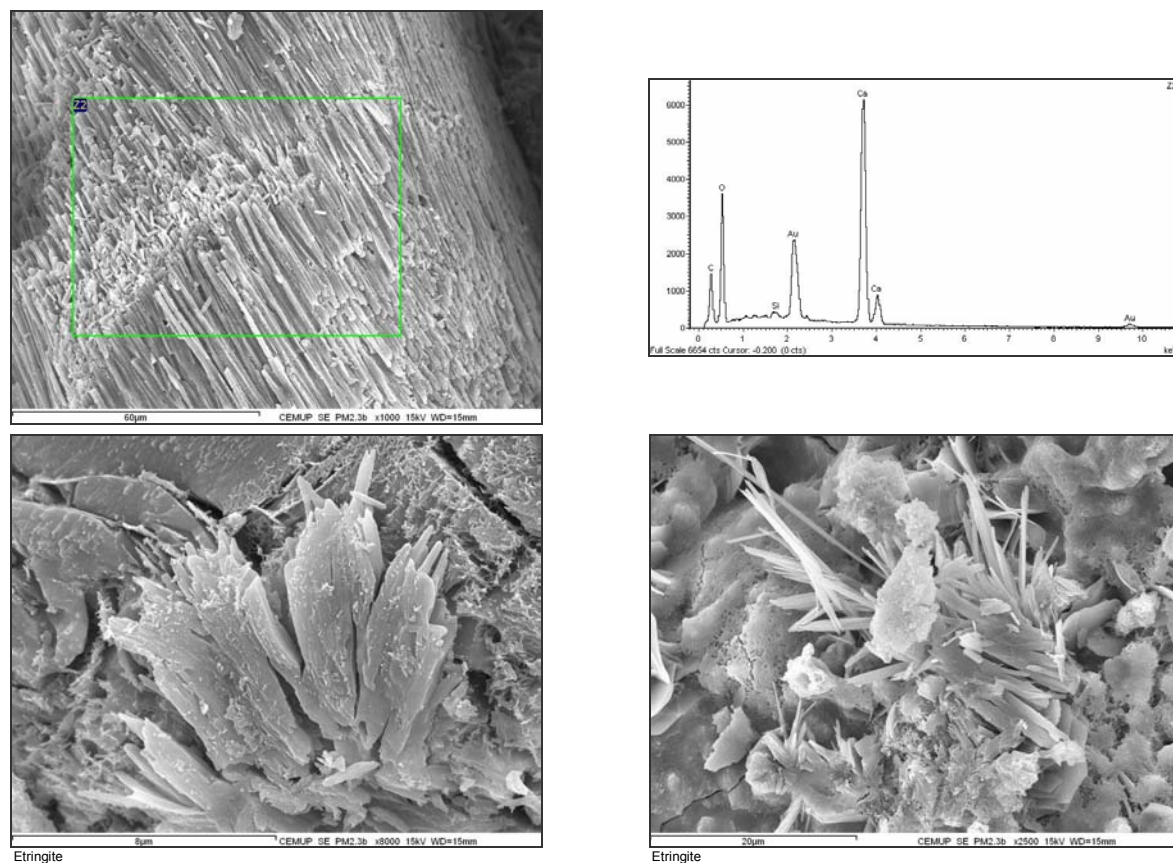


Figura 4.43 – Imagens e espectro do betão a cerca de 8 mm de profundidade da amostra PM2.

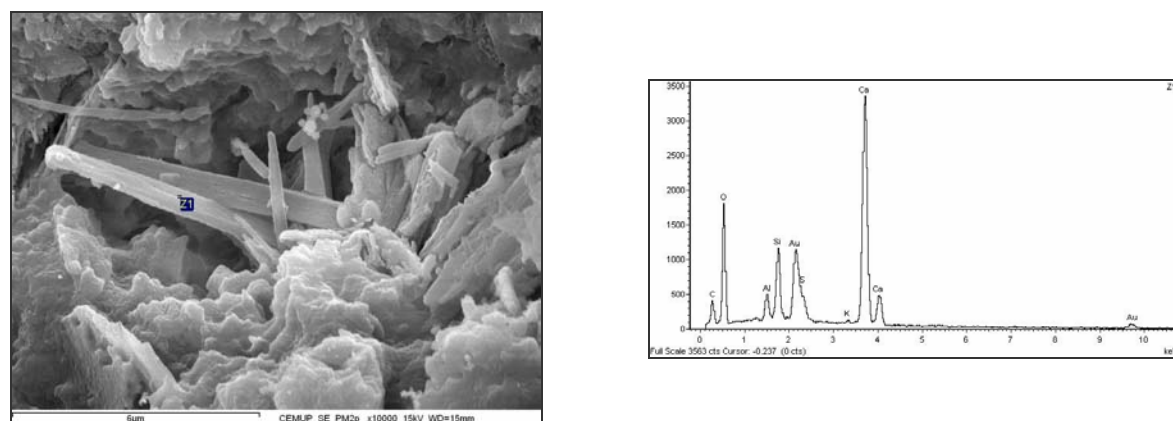


Figura 4.44 – Imagem e espectro do betão a cerca de 10 cm de profundidade da amostra PM2.

Retirou-se betão ao longo de uma fissura, aproximadamente horizontal e relativamente extensa, de uma viga para inspeccionar o estado da armadura. Do betão retirado, observou-se e analisou-se por MEV, o revestimento, o betão junto do revestimento e uma mancha escura sobre o betão junto à armadura, amostra PM4 (Figura 4.9).

O revestimento revelou-se com uma porosidade e constituição análogas ao das amostras PM2 e PM3, com poros finos e muito rico em cloro e titânio (Figura 4.45).

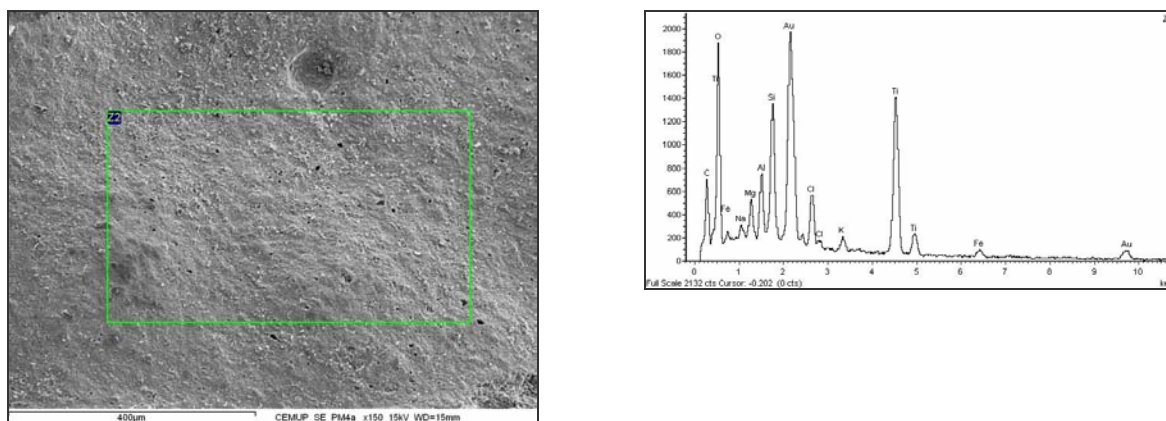


Figura 4.45 – Imagem e espectro do revestimento da amostra PM4.

O betão por baixo do revestimento estava completamente invadido por carbonato de cálcio (Figura 4.46).

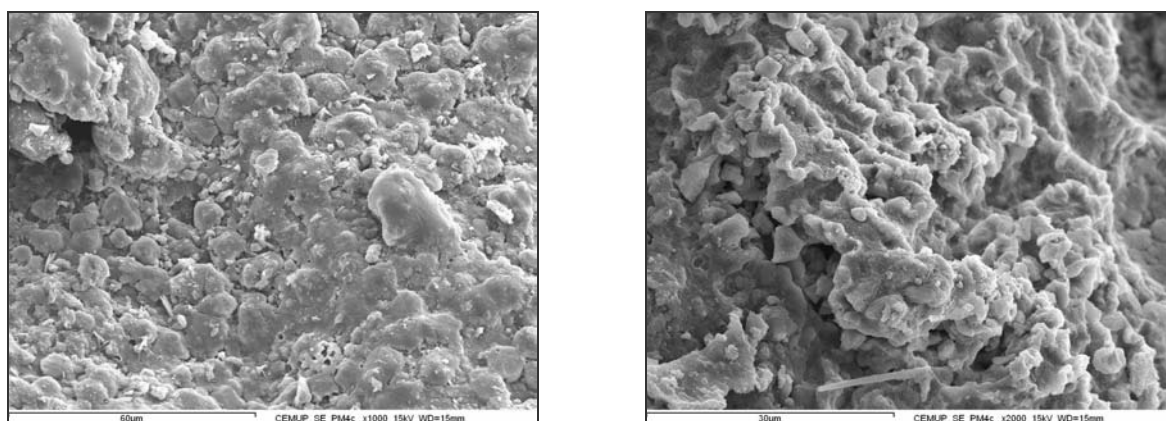


Figura 4.46 – Imagens de carbonato de cálcio no betão junto ao revestimento da amostra PM4.

O betão junto da armadura apresentou também muita calcite e óxidos de cálcio em grande quantidade (Figura 4.47).

O revestimento da viga era análogo ao da parede-pilar com titânio e cloro. O betão junto do revestimento e junto da armadura estava quase que totalmente preenchido por carbonato de cálcio. A mancha escura era de óxidos de ferro, provenientes da corrosão das armaduras. Apesar do revestimento ter uma composição análoga ao das amostras PM2 e PM3 não se isolou, quer na argamassa quer no betão, qualquer composto de cloro, contrariamente ao que se verificou nessas amostras que exibiram nas argamassas e nos betões cloreto de potássio. Este facto pode ser explicado por o betão das vigas ter estado mais protegido da acção das águas da chuva.

A amostra PM5, retirada de uma eflorescência esbranquiçada da laje (Figura 4.8) foi observada e analisada por MEV e revelou ser integralmente constituída por carbonato de cálcio (Figura 4.48).

A amostra encontrava-se próxima da junta de construção da laje com a viga, sendo um caminho preferencial para passagem da água, que arrastou os hidróxidos de betão, carbonatando à superfície.



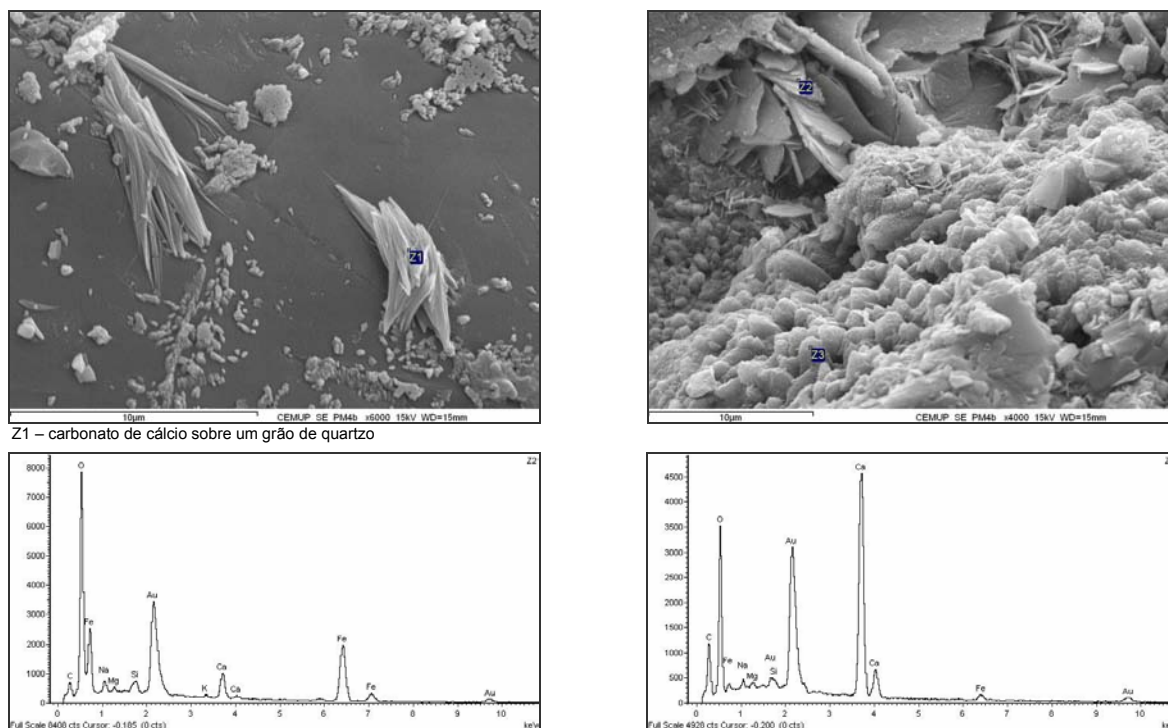


Figura 4.47 – Imagens de carbonato de cálcio e óxido de ferro no betão junto à armadura da amostra PM4.

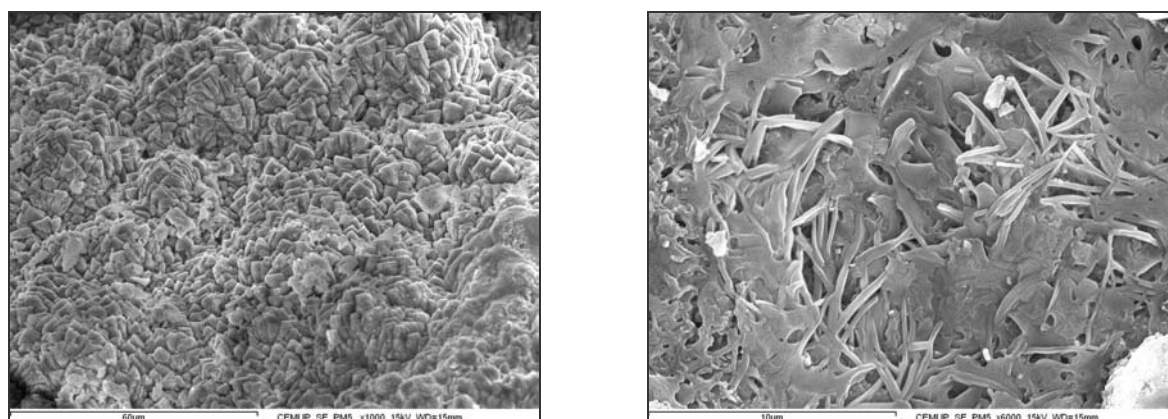


Figura 4.48 – Diferentes aspectos do carbonato de cálcio da amostra PM5.

Retirou-se uma amostra, PM6, de uma eflorescência escura de uma parede-pilar (Figura 4.9). A eflorescência mostrou muita matéria orgânica sobre uma calda de cimento com muito carbonato de cálcio (Figura 4.49).

A mancha era de humidade, facto confirmado pela presença de elevada quantidade de matéria orgânica, provavelmente algas, o que não é de estranhar, estando numa zona de escorrência de águas.

As amostras PM7 e PM8 foram retiradas da base fissurada da parede-pilar P6, uma virada para norte e a outra para sul, respectivamente (Figura 4.8). Ambas as faces da parede-pilar apresentavam um barramento de várias cores que, em alguns locais, recobria uma argamassa de tratamento, de espessura variável, e noutros estava aplicada directamente sobre o betão (Figura 3.48). A amostra PM7 era constituída por um barramento sobre uma argamassa e a PM8 pelo mesmo barramento sobre o betão.

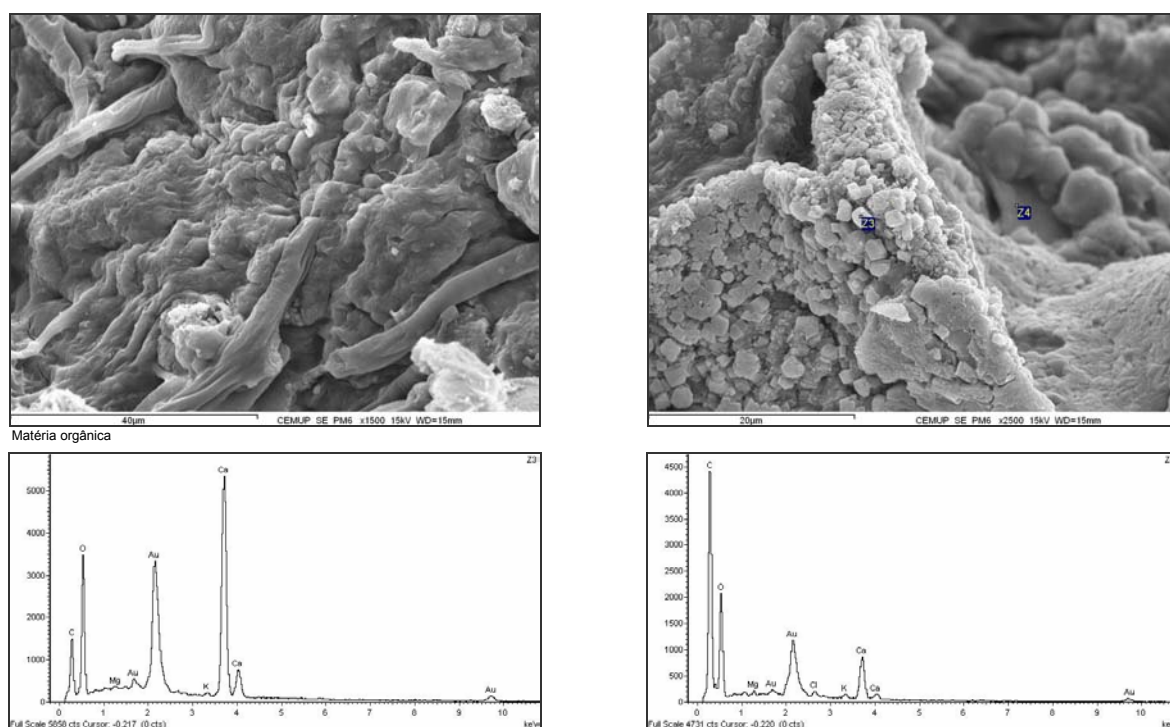


Figura 4.49 – Imagens e espectros da amostra PM6.

O barramento revelou ser uma calda cimentícia, eventualmente uma argamassa com uma quantidade muito pequena de agregado quartzítico, uma vez que apenas se conseguiu identificar um grão de quartzo. Detectaram-se ainda zonas com titânio e carbono e outras com gesso (Figura 4.50).

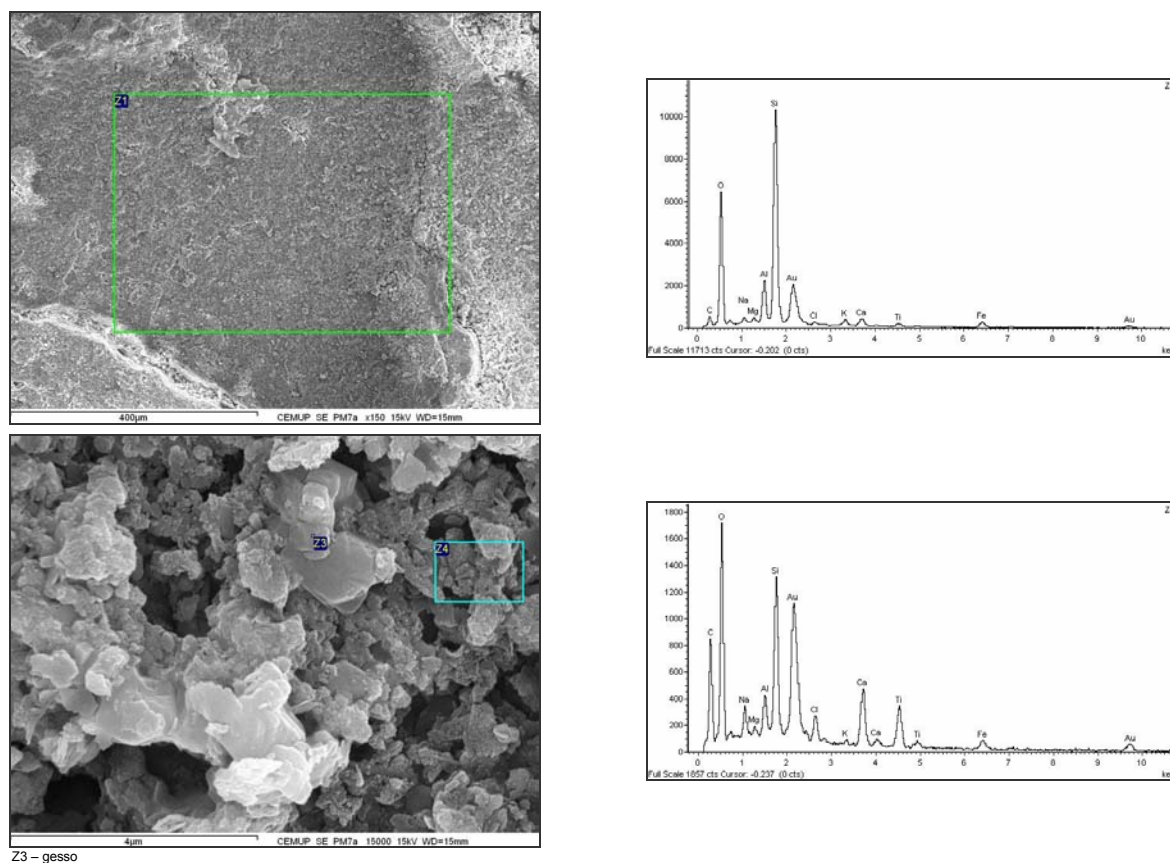


Figura 4.50 – Imagens e espectros da amostra PM7.

O tratamento mostrou ser uma argamassa cimentícia, com pequena quantidade de agregado, apresentando manchas superficiais com aspecto viscoso, ricas em carbono, contendo algumas também enxofre. Isolou-se ainda etringite (Figura 4.51).

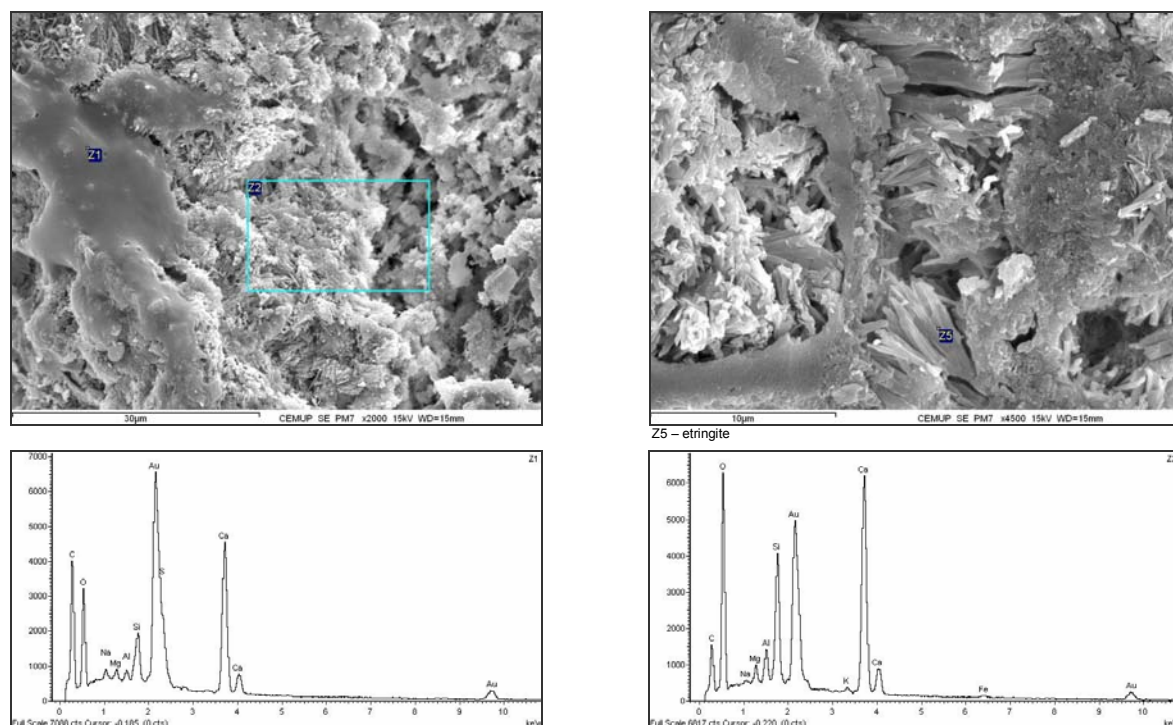


Figura 4.51 – Imagens e espectros da argamassa espessa da amostra PM7.

O betão por baixo do barramento, apenas na amostra virada a sul, estava muito contaminado com cristais de cloreto de sódio (Figura 4.52). O restante betão continha muitos cristais de calcite (Figura 4.53).

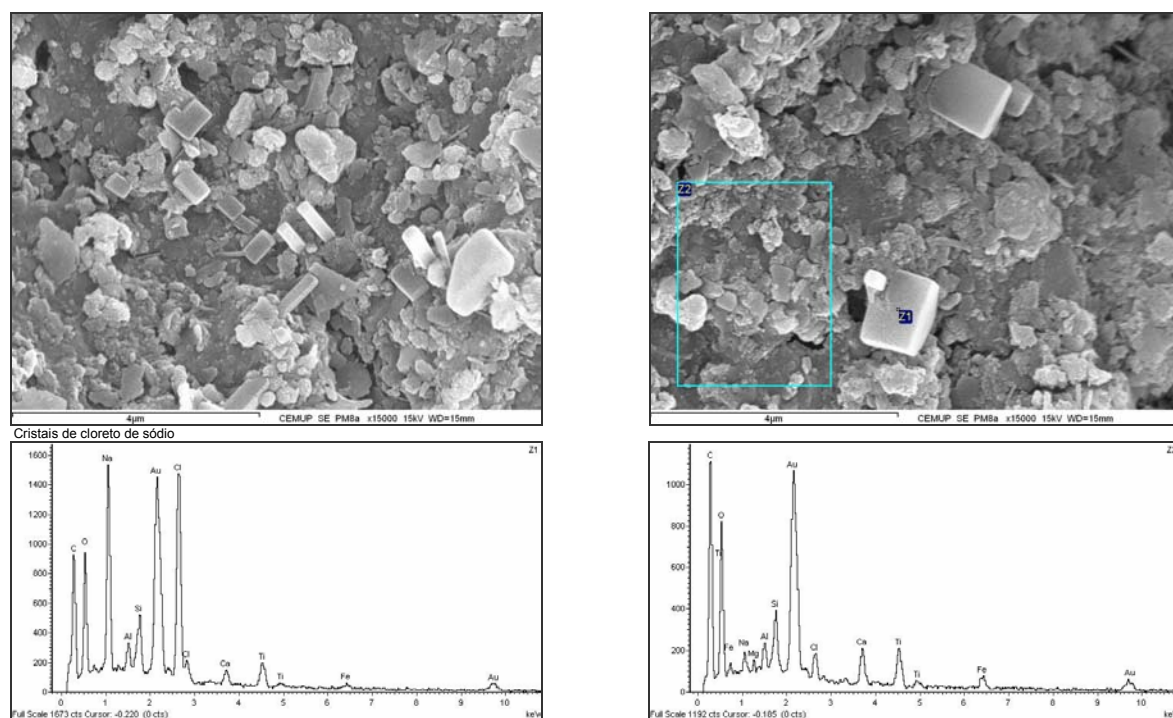


Figura 4.52 – Imagens e espectros do betão com cristais de cloreto de sódio da amostra PM8.



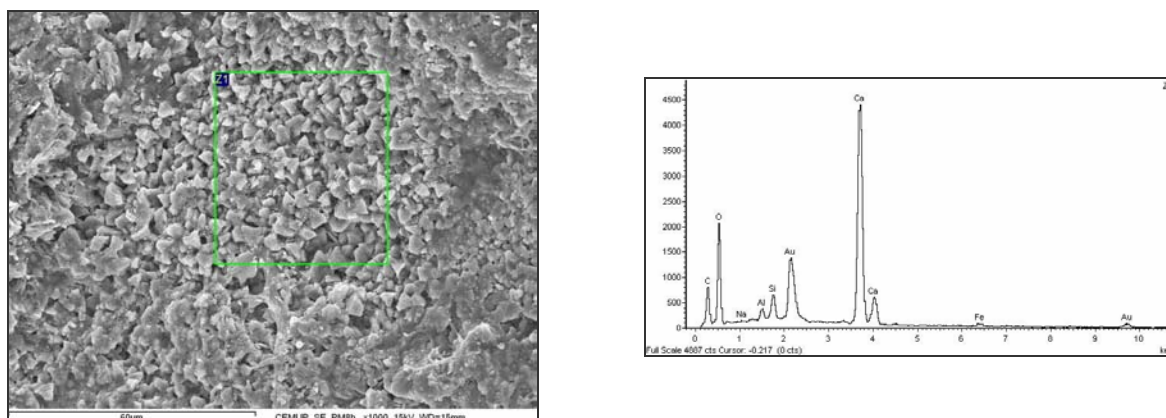


Figura 4.53 – Imagens e espectros do betão com calcite da amostra PM8.

O barramento continha titânio, carbono e gesso, e a argamassa cimentícia era também constituída por carbono, enxofre e etringite. Estes tratamentos, contendo enxofre, podem reagir com a calda de cimento originando reacções sulfáticas. A presença de etringite na argamassa de reparação revelou, provavelmente, que essa reacção já foi desencadeada.

O betão da amostra virada a sul apresentava-se claramente carbonatado e com muitos cristais de cloreto de sódio. Ignora-se o tempo que betão esteve à vista, sem tratamento, no entanto é de supor que a origem deste cloreto está associada a uma contaminação ambiental, mais rápida a desenvolver-se numa zona exposta às águas da chuva.

#### 4.3.5.3 VIADUTO DO TERMINAL DE PETROLEIROS

Do betão aparentemente sem deteriorações analisaram-se as amostras TP1, TP2 e TP4 retiradas das carotes (Figura 4.10). A amostra TP1 tinha um revestimento de cerca de 1mm de espessura. As amostras TP2 e TP4 mostravam um revestimento com uma espessura insignificante. Todas as amostras se revelaram, no teste da fenolftaleína, não carbonatadas, sendo por isso apenas analisados os revestimentos e o betão superficial (Figura 4.54).



Figura 4.54 – Camadas de revestimento de amostras de betão do viaduto do Terminal de Petroleiros.

A observação e análise por MEV da amostra TP1 revelaram um revestimento muito fragmentado, constituído por uma parte superficial com uma zona superior mais rica em titânio e uma zona inferior mais rica em carbono. O betão superficial era de boa qualidade, não se tendo identificado carbonato de cálcio (Figura 4.55).

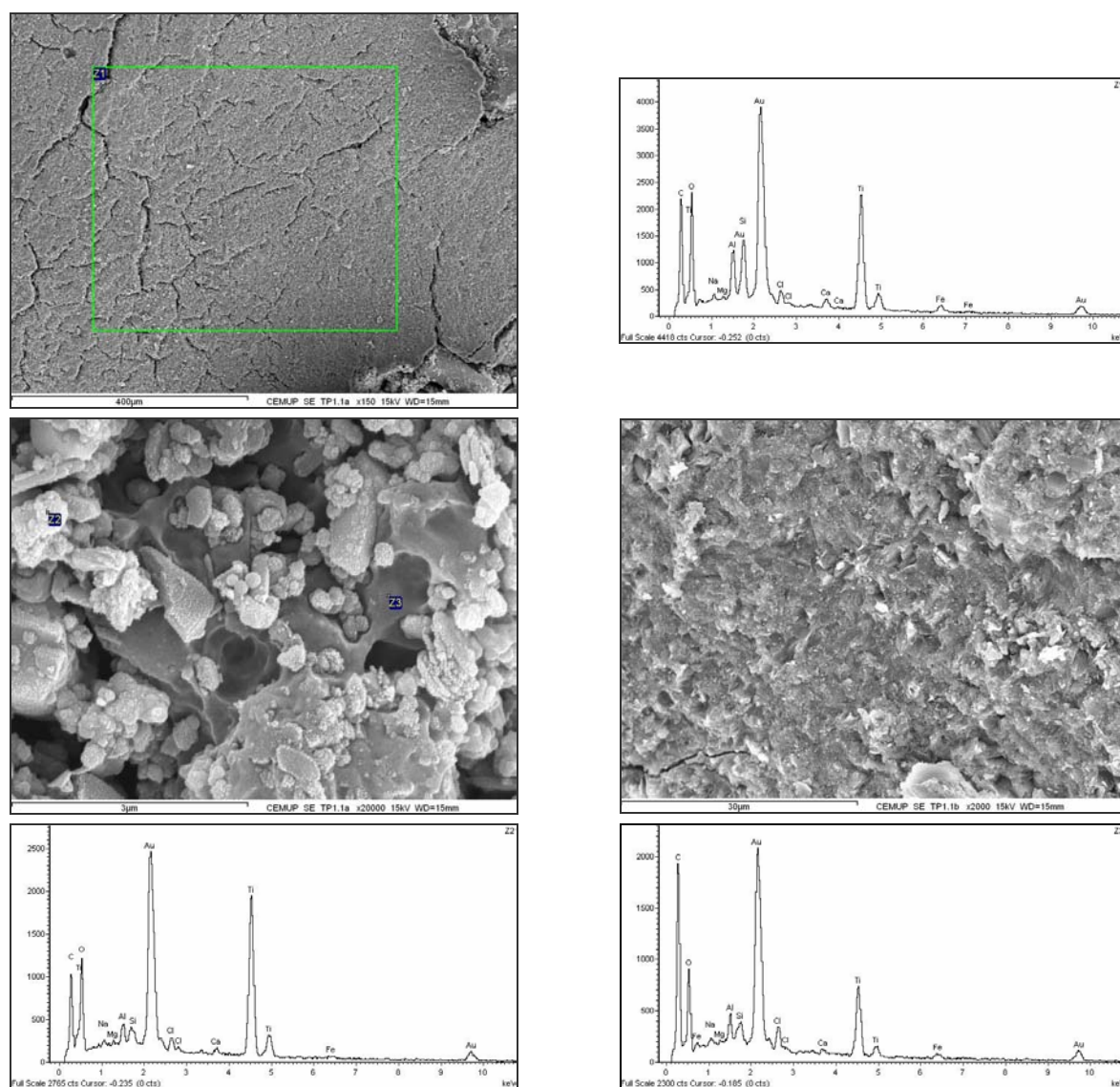


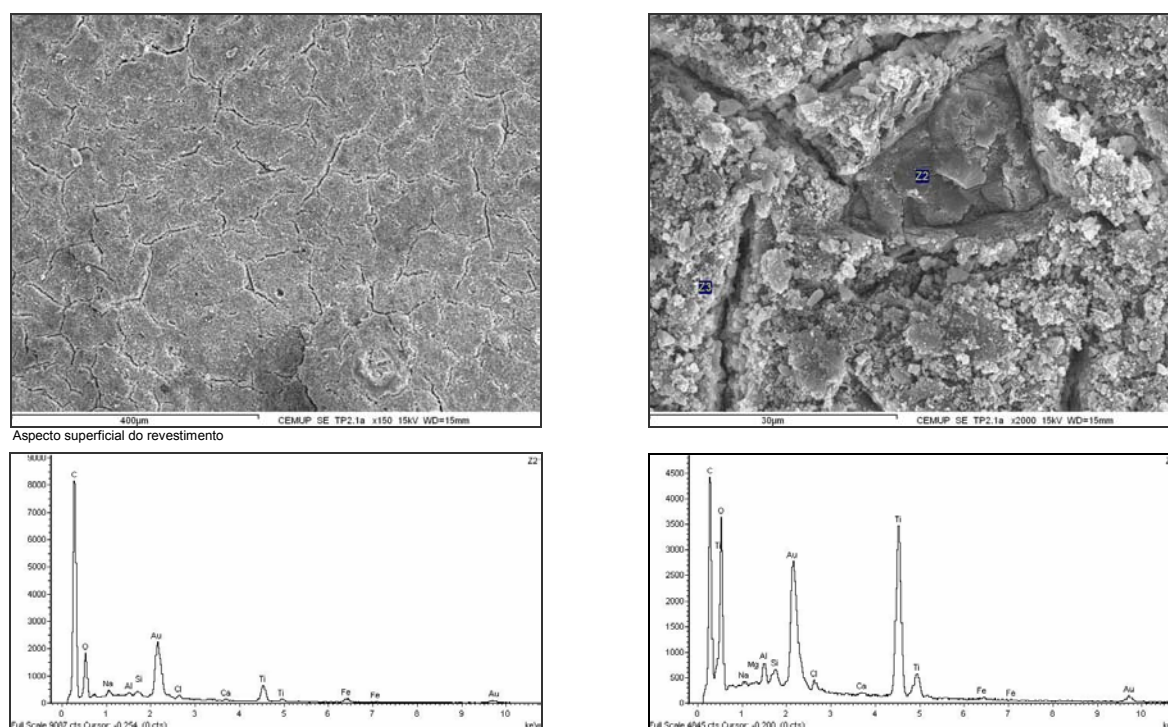
Figura 4.55 – Imagens e espectros da amostra TP1.

O revestimento das amostras, TP2 e TP4, apresentava um esqueleto rico em carbono coberto por titânio e algumas partículas de sulfato de bário, mostrando-se claramente fissurado (Figura 4.56). O betão por baixo deste revestimento era de boa qualidade, apresentando-se não carbonatado.

O revestimento superficial de todas as amostras parecia ser formado por um esqueleto mais ou menos contínuo rico em carbono, coberto por uma camada superficial rica em titânio e contendo também esporadicamente partículas de sulfato de bário nas amostras TP2 e TP4. Admite-se que o revestimento seja igual em todas as amostras porque, apesar de não se ter identificado o sulfato de bário na amostra TP1, estas partículas raramente aparecem e a análise de todas as amostras revelou uma constituição muito semelhante. Infelizmente, não se dispõe de dados da obra relativamente às intervenções, admitindo tratar-se de uma pintura, uma vez que estes dois elementos, o bário e o titânio, estão usualmente associados a pinturas. A amostra TP1 apresentava, entre o revestimento superficial e o betão, uma argamassa.

O betão não se mostrou carbonatado, quer pelo teste da fenolftaleína, quer pelas análises químicas semi-quantitativas obtidas por MEV.





A viga VL2 da estrutura superior, próxima do encontro sul, apresentava uma fissura muito aberta, ao longo do cabo de pré-esforço, e uma fissuração aleatória próxima dessa fissura. Retiraram-se amostras de betão junto da fissura com maior relevância, TP5, e na zona da fissuração aleatória, TP6, (Figuras 4.10 e 4.11) para observar e analisar por MEV.

O estudo do revestimento do betão da viga, com cerca de 2mm de espessura, revelou ser constituído por uma argamassa cimentícia muito rica em carbonato de cálcio, cloreto de sódio e gesso, apresentando, por vezes, estes dois últimos sais, figuras de dissolução. Exibiu também uma zona rica em óxido de ferro. A argamassa de revestimento mostrou ser porosa, fragmentada e conter uma camada superficial rica em titânio (Figura 4.57).

O betão da amostra TP5 revelou ser rico em carbonato de cálcio, hidróxido de magnésio (brucite) e cloreto de sódio (Figura 4.58).

A amostra TP6, retirada sobre uma zona de fissuração aleatória, apresentava um revestimento de argamassa cimentícia, com zonas superficiais muito ricas em titânio e esporadicamente algumas partículas ricas em bário.

O betão mostrou ser rico em carbonato de cálcio e carbonato duplo de cálcio e magnésio (dolomite), contendo também muito cloreto de sódio e etringite (Figura 4.59).

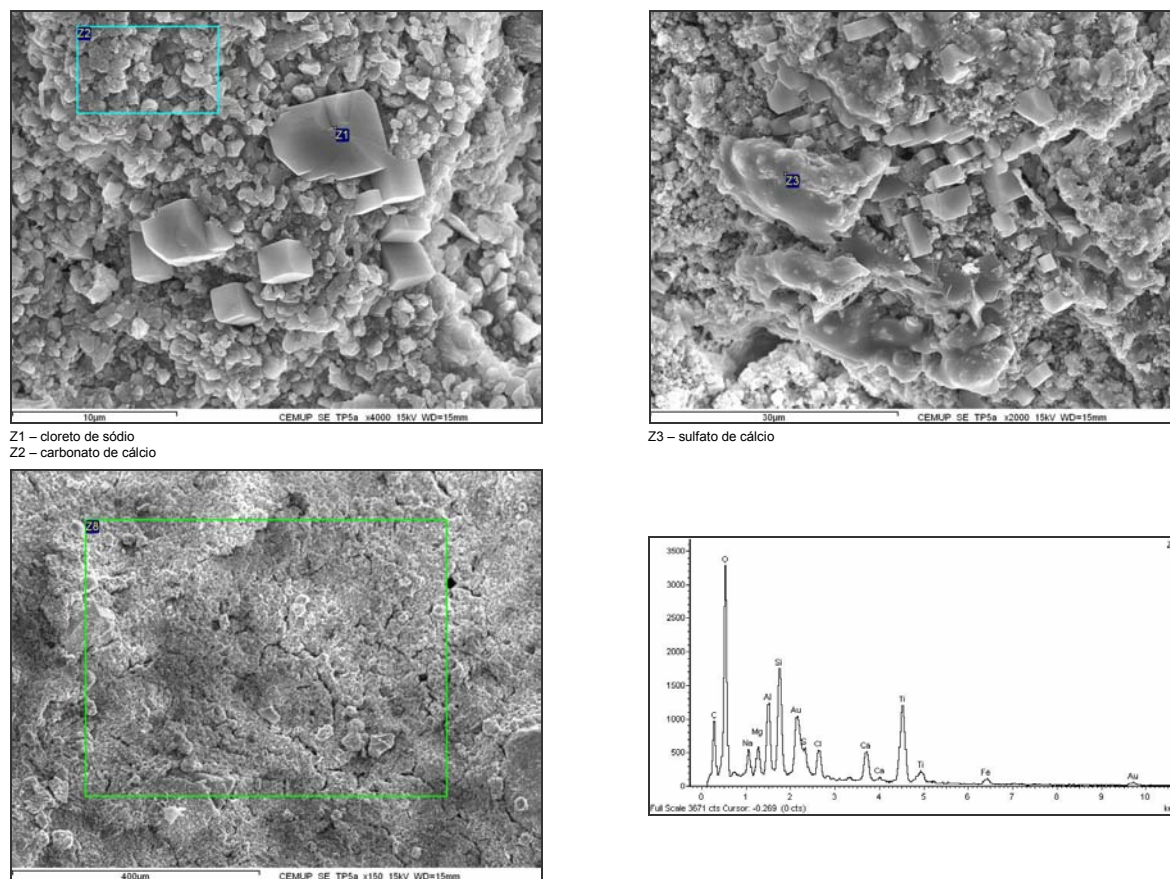


Figura 4.57 – Imagens e espectros do revestimento da amostra TP5.

O betão das vigas longitudinais, amostras TP1, TP2 e TP4, e o betão das vigas transversais, amostras TP5 e TP6, tinham a mesma composição e o revestimento era diferente. Esta análise revelou que, apesar de o betão se ter mostrado de boa qualidade nas vigas transversais, o betão das vigas longitudinais mostrou claramente encontrar-se carbonatado e estar a desenvolverem-se reacções químicas com agentes agressivos (carbonato de cálcio, dolomite, cloreto de sódio, brucite e etringite). A responsabilidade deve em primeiro lugar ser atribuída à enorme quantidade de fissuras que permitiram a penetração da carbonatação e de agentes agressivos da água do mar e em segundo lugar é de supor que o revestimento das vigas transversais seja mais eficaz.

A argamassa, muito porosa, continha carbonato de cálcio, cloreto de sódio e gesso, maioritariamente com figuras de dissolução e, uma zona superficial rica em titânio contendo algumas partículas de sulfato de bário que, como se referiu, provavelmente são os constituintes de uma pintura.

O betão da amostra TP5 foi retirado ao longo de uma fissura estrutural (GEG, 2005), muito aberta, enquanto que o betão da amostra TP6 foi extraído de uma zona com fissuração aleatória, provavelmente com origem em reacções expansivas no betão.

A brucite, encontrada no betão da amostra TP5, resulta das reacções dos cloretos e sulfatos de magnésio contidos na água do mar com os hidróxidos do betão e contribui para colmatar os poros do betão, retardando o ataque por outras acções agressivas. O cloreto de sódio tem origem em ciclos de cristalização / dissolução provocados por salpicos da água do mar. O betão está muito carbonatado, uma vez que a penetração do dióxido de carbono é muito facilitada pela grande abertura da fenda.

A calcite e a dolomite (carbonato duplo de cálcio e magnésio) encontradas na amostra TP6 resultaram de um processo de carbonatação numa zona muito rica em magnésio. Dadas as

semelhanças de tamanho entre os dois iões, cálcio e magnésio, e os sistemas de cristalização dos dois minerais serem os mesmos, tanto se pode formar a calcite como a dolomite.

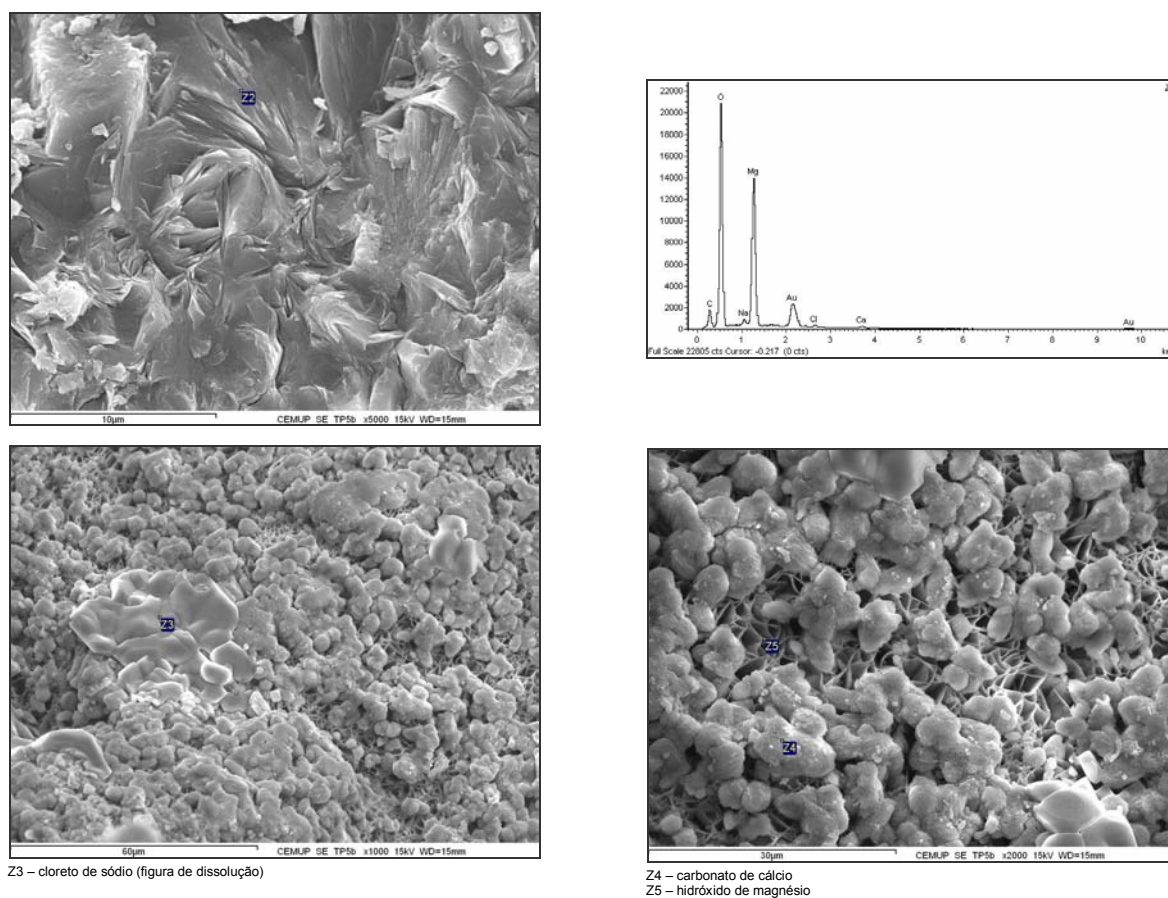


Figura 4.58 – Imagens e espectros do betão da amostra TP5.

A origem do cloreto de sódio, tal como na amostra anterior, resultou de cristalizações. A presença de etringite revelou uma reacção sulfática. A formação da etringite é, como se sabe, muito expansiva, podendo sozinha explicar a fissuração aleatória do betão. No entanto, ciclos de cristalização/dissolução do cloreto de sódio podem também ser a causa desta fissuração, uma vez que o cloreto de sódio é um dos sais solúveis que desenvolve maiores forças de cristalização. Para saber se a origem desta fissuração está na formação de etringite ou de cloreto de sódio, ou de ambos, será necessária a extracção de uma carote para posteriormente observar a fissuração em lâminas e ver quais os minerais presentes nas fendas. Esta carote tem de ser extraída sem o auxílio de água, uma vez que o cloreto de sódio é um sal muito solúvel.

Foi retirada uma amostra de betão da laje do tabuleiro, TP7, próxima do encontro sul, numa zona bastante fissurada, contendo uma mancha acastanhada (Figura 4.13). A mancha acastanhada revelou, por observação e análise por MEV, ser essencialmente constituída por óxidos de ferro. O betão mostrou ser muito rico em carbonato de cálcio, cloreto de sódio e brucite, apresentando uma zona muito extensa de poros preenchidos com etringite (Figura 4.60).



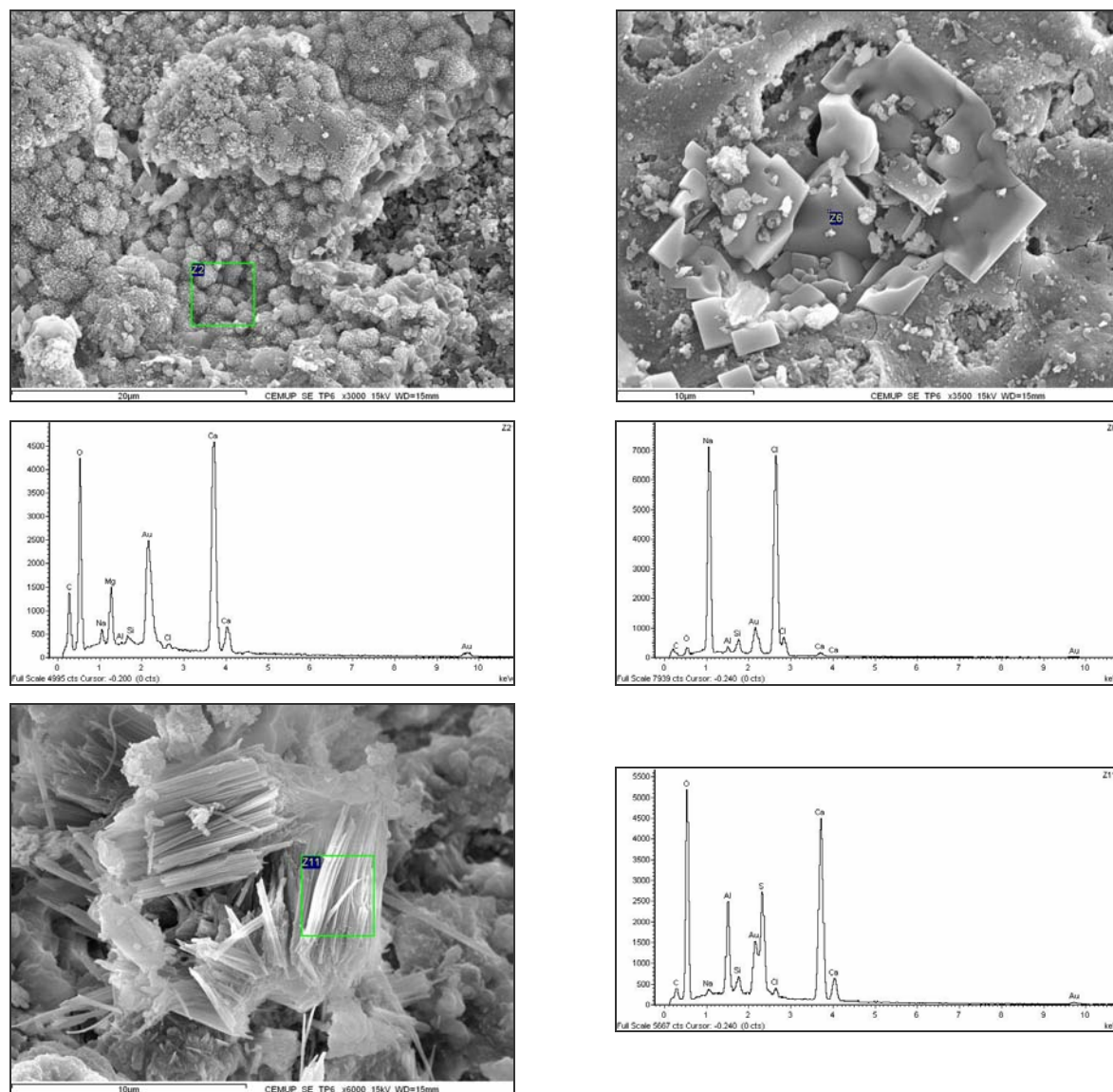


Figura 4.59 – Imagens e espectros da amostra TP6.

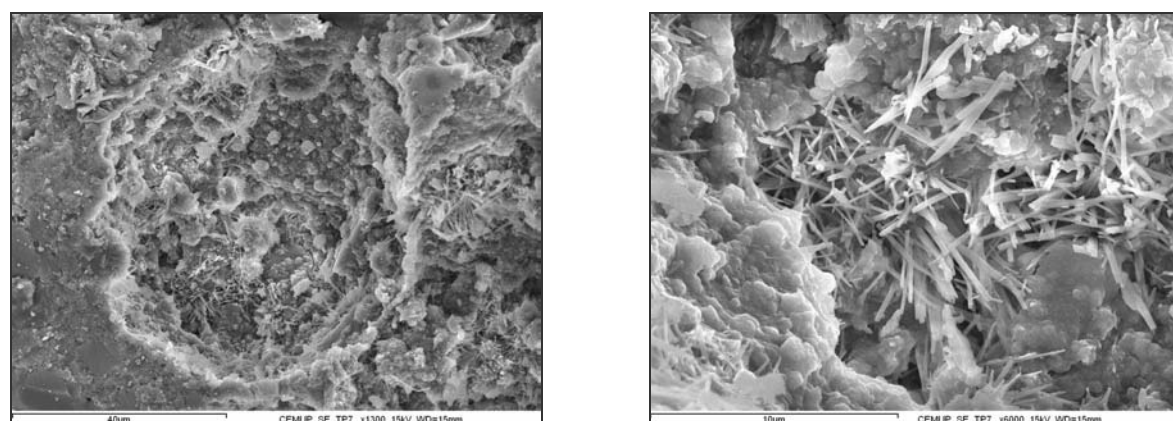


Figura 4.60 – Imagens de etringite da amostra TP7.

A mancha teve origem na corrosão das armaduras, uma vez que se encontraram óxidos de ferro em grande quantidade. A explicação dos produtos encontrados no betão, retirado da mesma zona das amostras TP5 e TP6, é a mesma.

Extraíram-se do encontro norte, duas amostras, uma de betão, TP8, e outra da estaca-prancha, TP9 (Figura 4.12).

O betão mostrou ser muito rico em carbonato de cálcio, por vezes com figuras de dissolução. A estaca-prancha era essencialmente constituída por óxidos de ferro, exibindo zonas ricas em cinzas volantes porosas (Figura 4.61).

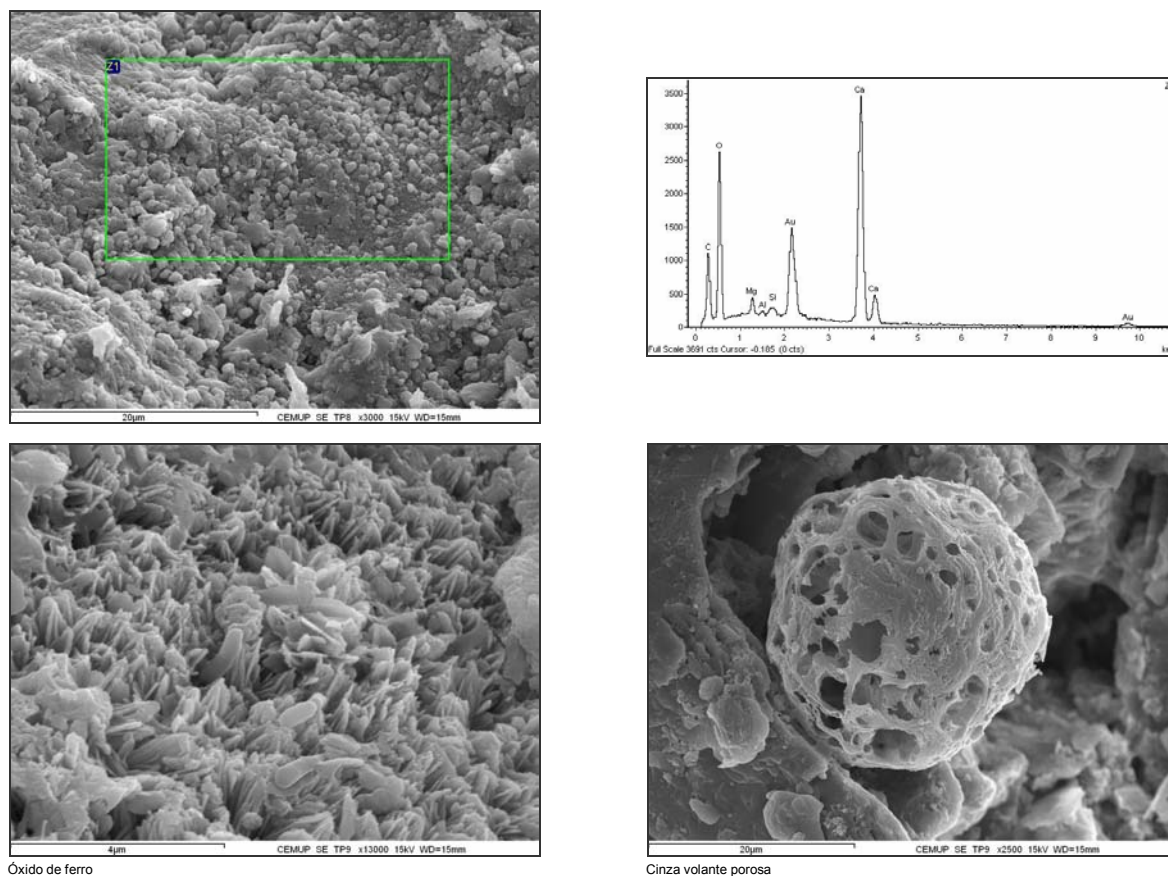


Figura 4.61 – Imagem e espectro de carbonato de cálcio da amostra TP8 e imagens da amostra TP9.

O betão retirado de uma zona não fissurada, apesar de superficial, não revelou nenhuma interação com o ambiente além da carbonatação. Mais uma vez, é evidenciado o papel da fissuração no desenvolvimento de reacções químicas no betão.

A estaca-prancha manifestava uma corrosão intensa, sendo a amostra quase que exclusivamente constituída por óxidos de ferro, circunstância que não é de estranhar, uma vez que a estaca é de aço situada numa zona de maré. As cinzas volantes que apareceram sobre os óxidos de ferro devem ter origem na poluição.

#### 4.4 DISCUSSÃO DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS

Foram analisados betões, aparentemente sem deteriorações e betões com degradações visíveis, assim como manchas, escamas e eflorescências. Estudaram-se ainda os revestimentos dos betões aplicados nas obras de reparação.

Os ensaios realizados em carotes extraídas de betão foram os seguintes: resistência à compressão, porosidade às 48 horas, profundidade de carbonatação e profundidade de penetração dos cloretos.

As argamassas de restauro e o betão de todas as amostras, bem como as manchas, escamas e eflorescências foram ainda observados e analisados por microscopia electrónica de varrimento.

Para comparar a resistência à compressão das carotes cilíndricas com a obtida na altura da obra, em cubos de 20 cm de aresta, converteram-se os resultados da resistência das carotes em valores equivalentes em cubos de 20 cm de aresta (Quadro 4.9). Apesar do número reduzido de carotes extraídas, verificou-se que nos betões dos três viadutos os valores da resistência à compressão são semelhantes.

Quadro 4.9 – Comparação dos resultados do ensaio de determinação da resistência à compressão em cubos de 20 cm de aresta durante a obra e em carotes.

Betão	Designação da amostra	Cimento (kg/m <sup>3</sup> )	Areia (kg/m <sup>3</sup> )	Brita (kg/m <sup>3</sup> )	Água (l/m <sup>3</sup> )	Resistência à compressão aos 28 dias em cubos de 20cm de aresta durante a obra (MPa)	Resistência à compressão aos 28 dias em cubos de 20cm de aresta equivalente à obtida nas carotes (MPa)
VR <sub>3</sub>	VR1, VR2, VR3	300	Meia areia A <sub>2VR</sub> - 851	Brita miúda B <sub>2VR</sub> - 352 Brita média B <sub>1VR</sub> - 680	150	34	36,3
PM <sub>1</sub>	PM1, PM2, PM3	300	Areia A <sub>1PM</sub> - 964/918	Brita B <sub>1PM</sub> - 1157/1079	145	53	54,7
TP <sub>1</sub>	TP1, TP2, TP3, TP4	400	Areia fina A <sub>2TP</sub> - 140 Meia areia A <sub>1TP</sub> - 420	Brita miúda B <sub>3TP</sub> - 1275	160	43	56,0

A porosidade livre, aberta ou às 48 horas foi determinada em tarolos retirados de uma parede-pilar do viaduto norte de acesso à Ponte Móvel, de um pilar do viaduto da Via Rápida e de uma viga transversal do viaduto do Terminal de Petroleiros. Estas carotes foram extraídas dos mesmos locais das ensaiadas à compressão.

Os valores da porosidade dos três betões são idênticos, não fazendo por isso sentido analisar comparativamente resultados cujas diferenças são da ordem de grandeza do erro do ensaio. Poder-se-iam comparar estes resultados com valores obtidos noutros betões, com composições similares, estudados por diferentes autores. Contudo, uma vez que as carotes disponíveis não tinham as dimensões normalizadas, estes ensaios foram apenas executados com a finalidade de os comparar com os valores obtidos em argamassas de restauro estudadas no capítulo 5.

A título de curiosidade, pode referir-se que seria expectável que o betão do viaduto do Terminal de Petroleiros fosse o menos poroso por conter uma maior quantidade de cimento (400 kg/m<sup>3</sup>), verificando-se, no entanto, que os betões dos outros dois viadutos, com menos cimento (300 kg/m<sup>3</sup>), apresentam menores valores de porosidade livre. Constatou-se também que o betão com menor porosidade atingiu um valor mais elevado de resistência à compressão.

A determinação da profundidade de carbonatação e do teor em cloretos foi feita em carotes extraídas próximo uma da outra. Foram ensaiadas amostras de pilares dos viadutos da Via Rápida e da Ponte Móvel, de vigas dos viadutos da Via Rápida e do Terminal de Petroleiros e de um lintel do viaduto da Via Rápida. Com a excepção das amostras das vigas e lintel do viaduto da Via Rápida, todas as outras apresentavam um tratamento, sendo este diferente de viaduto para viaduto.

Com o objectivo de facilitar a interpretação dos resultados dos ensaios de determinação da profundidade de carbonatação e do teor em cloretos, reúnem-se no Quadro 4.10 os valores anteriormente apresentados em separado.

Quadro 4.10 – Comparação dos resultados de determinação da profundidade de carbonatação e do teor em cloretos a 2 cm de profundidade em carotes.

Viaduto	Localização	Quantidade de cimento (kg/m <sup>3</sup> )	Profundidade de carbonatação (mm)	Teor de cloretos na massa de cimento (%)
Via Rápida	Pilar	300	0	0,08
	Carlinga orientada a norte	330	5	0,07
	Carlinga orientada a sul	330	5	0,07
	Lintel	300	2	0,16
Ponte Móvel	Parede-pilar	300	5	0,16
Terminal de Petroleiros	Viga transversal 1	400	0	0,18
	Viga transversal 2	400	0	0,24

Ambas as amostras do viaduto do Terminal de Petroleiros e a amostra do pilar do viaduto da Via Rápida, todas com tratamento, não deram carbonatadas. As amostras, sem tratamento, das carlingas e do lintel do viaduto da Via Rápida e dos pilares, com tratamento, do viaduto da Ponte Móvel apresentam-se pouco carbonatadas. Estes resultados revelam que os tratamentos tiveram comportamentos diferentes face à acção do dióxido de carbono, mostrando-se eficazes nos viadutos do Terminal de Petroleiros e da Via Rápida e menos eficazes no viaduto da Ponte Móvel. No entanto, a profundidade de carbonatação atingida nos betões é muito pequena, muito inferior à espessura de recobrimento, que no pior dos casos é de 20 mm. Contudo, salienta-se que as carlingas do viaduto da Via Rápida, com 45 anos de existência, apresentam a mesma profundidade de carbonatação de betões recentemente intervencionados e que o betão do lintel, com a mesma idade das carlingas e também sem tratamento, mostra uma profundidade de carbonatação ainda menor (cerca de 2 mm).

Os resultados da determinação do teor de cloretos em amostras retiradas das carotes, a cerca de 5 mm de profundidade, revelaram não ser necessário efectuar medidas a maiores profundidades, uma vez que, para os valores obtidos, o risco de corrosão é desprezável ou baixo. Não é possível fazer a análise relativa entre penetração de cloretos e carbonatação, dado que se desconhece o valor total de cloretos no betão, na altura da execução das obras, à excepção de elementos estruturais construídos com o mesmo betão, caso das duas carlingas do viaduto da Via Rápida e das duas vigas do viaduto do Terminal de Petroleiros. No primeiro caso, os resultados são iguais, no segundo caso a penetração de cloretos é ligeiramente superior numa das vigas, o que pode resultar da diferença de localização. Menciona-se também que as diferenças entre os ensaios são relativamente pequenas, o que penaliza as análises comparativas.

Os betões das vigas do viaduto do Terminal de Petroleiros, apesar de estarem revestidos com um tratamento que foi eficaz relativamente à penetração do dióxido de carbono, apresentavam os valores de teores em cloretos mais elevados. Desconhece-se se este facto é atribuível ao betão de origem conter um teor em cloretos mais elevado, ou devido à maior abundância de cloretos existente no seu ambiente, uma vez que esta estrutura está sobre o mar.

O betão do viaduto da Ponte Móvel exibiu dos valores mais elevados em teor de cloretos e na profundidade de carbonatação, mostrando a pouca eficácia da argamassa de tratamento aplicada há cerca de 13 anos, quando comparada com os betões não tratados do viaduto da Via Rápida, com perto de 45 anos, apesar da exposição do primeiro, à penetração de cloretos ser mais gravosa.



Para facilitar a análise global de todas as amostras observadas e analisadas por microscopia electrónica de varrimento, apresentam-se nos Quadros 4.11, 4.12 e 4.13 os principais compostos identificados em todas as amostras, excluindo os agregados.

O betão de origem (VR5 e VR6) está muito pouco carbonatado para a idade da obra, 45 anos, facto comprovado pelo teste da fenolftaleína com um resultado de cerca de 5 mm. Mostra também que a formação de carbonato de cálcio é em cristais de dimensões tão pequenas que não é possível individualizá-lo em nenhuma das seis amostras observadas, sendo apenas a sua presença revelada nas análises semi-quantitativas.

Em relação aos tratamentos superficiais, feitos aquando das obras de reparação dos viadutos, encontram-se revestimentos de diferentes tipos.

Todos os revestimentos, das diferentes obras, analisados são argamassas cimentícias cobertas por uma pintura superficial rica em titânio, identificando-se em alguns casos partículas de bário. Estes dois elementos estão normalmente associados a pinturas e apenas foram identificados em zonas muito superficiais, pelo que se concluiu que todas as argamassas de reparação apresentam uma pintura.

No entanto, na composição do tratamento dos viadutos de acesso à Ponte Móvel, foi também identificado cloro, não podendo ser de contaminação do ambiente marinho, uma vez que as análises químicas semi-quantitativa de zonas ricas em cloro não continham sódio. Num dos tratamentos do viaduto do Terminal de Petroleiros também se identificou carbono.

Os tratamentos, quando observados à superfície, revelaram diferentes aspectos, sendo todos mais ou menos porosos, uns com poros largos e mais espaçados (Via Rápida) e outros com poros finos mais juntos (Ponte Móvel). O tratamento das vigas transversais do viaduto do Terminal de Petroleiros não era tão poroso, mas muito fragmentado e o das vigas longitudinais era muito poroso, com poros grandes, e fragmentado.

Apenas os tratamentos do viaduto da Via Rápida (rico em titânio) e das vigas transversais do viaduto do Terminal de Petroleiros (rico em titânio e carbono) se revelaram eficazes em relação à carbonatação. No entanto, em relação às reacções químicas só o tratamento das vigas transversais do viaduto do Terminal de Petroleiros foi convincente, uma vez apesar de sujeito ao ambiente mais agressivo não desenvolveu qualquer reacção química. O tratamento do viaduto da Via Rápida, provavelmente devido à sua porosidade, permitiu o desenvolvimento de uma reacção sulfática, com formação de etringite, com mais intensidade no interior dos poros. A origem dos sulfatos é externa ao betão, uma vez que não se encontram estes compostos no interior do betão, apesar de aparecerem em toda a espessura da argamassa.

É de referir que os betões sem qualquer tratamento apresentam profundidades de carbonatação extremamente pequenas para uma obra colocada em ambiente agressivo e com uma idade de cerca de 45 anos.

Quadro 4.11 – Compostos identificados no estudo petrográfico das amostras extraídas do viaduto da Via Rápida.

Designação da amostra		Tipo de amostra e sua localização		Principais compostos identificados
VR1 e VR3		Betão e revestimento de pilar	Revestimento	Silicatos e aluminatos de cálcio Ti (superficial) Etringite
			Betão	Silicatos e aluminatos de cálcio VR1 – Carbonato de cálcio (cristais em muito pequenas quantidades) VR3 – Carbonato de cálcio (muito pequenas quantidades não se tendo individualizado cristais)
VR5	VR5.1	Betão de carlinga, orientado a norte, com revestimento aparente	Betão superficial	Silicatos e aluminatos de cálcio Carbonato de cálcio (muitos cristais)
	VR5.2		Betão a 5mm	Silicatos e aluminatos de cálcio Carbonato de cálcio (individualizaram-se cristais, mas com quantidade de C inferior a VR5.1)
	VR5.3			
VR6	VR6.1	Betão de carlinga, orientado a sul, com revestimento aparente	Revestimento	Gesso
			Betão superficial	Silicatos e aluminatos de cálcio Carbonato de cálcio (não se individualizaram cristais)
	VR6.2		Betão a 5mm	Silicatos e aluminatos de cálcio Carbonato de cálcio (não se individualizaram cristais e a quantidade de C é inferior a VR6.1)
	VR6.3		Betão a mais de 5mm	Silicatos e aluminatos de cálcio Carbonato de cálcio (não se individualizaram cristais e a quantidade de C é inferior a VR6.2)
VR10		Betão extraído do caixão central do pórtico adjacente ao Rio Leça		Silicatos e aluminatos de cálcio Carbonato de cálcio (muito) Etringite
VR11		Eflorescência escura do encontro norte		Matéria orgânica Diatomácias
VR12		Mancha escura do encontro norte		Matéria orgânica Diatomácias
VR14		Betão do topo de viga de um pórtico		Silicatos e aluminatos de cálcio Betão arenizado, mostrando grãos de quartzo e zonas de destacamento de agregado Carbonato de cálcio Carboneto de silício
VR15	Betão de um destacamento de longarina com mancha escura	Mancha acastanhada		Óxido de ferro
		Betão		Silicatos e aluminatos de cálcio Carbonato de cálcio (muito) Gesso
VR16	Eflorescência esbranquiçada de laje	Mancha acastanhada		Óxido de ferro Gesso
		Betão		Silicatos e aluminatos de cálcio Carbonato de cálcio (muito) Gesso
VR17		Betão de um destacamento da laje		Silicatos e aluminatos de cálcio Muito carbonato de cálcio. Gesso.
VR18		Escamas acastanhadas de longarina		Silicatos e aluminatos de cálcio Óxido de ferro Gesso
VR19		Eflorescência amarelada de viga de um pórtico		Silicatos e aluminatos de cálcio Carbonato de cálcio (muito)
VR20		Eflorescência escura de viga de um pórtico		Silicatos e aluminatos de cálcio Carbonato de cálcio Matéria orgânica
VR21		Eflorescência esverdeada de viga de um pórtico		Silicatos e aluminatos de cálcio Carbonato de cálcio Matéria orgânica Diatomácias
VR22		Eflorescência branca de viga de um pórtico		Silicatos e aluminatos de cálcio Carbonato de cálcio (muito)
VR23		Betão sob dejectos de pombo numa carlinga		Silicatos e aluminatos de cálcio Carbonato de cálcio
VR24		Dejectos de pombo de carlinga		Fosfato de magnésio N, C, O, K, Na

Quadro 4.12 – Compostos identificados no estudo petrográfico das amostras extraídas dos viadutos de acesso à Ponte Móvel.

Designação da amostra	Tipo de amostra e sua localização		Principais compostos identificados
PM1 e PM2	Betão e revestimento superficial de parede-pilar	Revestimento	Silicatos e aluminatos de cálcio Óxido de Titânio Cl (à superfície) Cloreto de potássio (junto do betão)
		Betão superficial	Silicatos e aluminatos de cálcio Carbonato de cálcio (em muita quantidade, apresentando muitas figuras de dissolução) Cloreto de potássio
		Betão a 5mm	Silicatos e aluminatos de cálcio Carbonato de cálcio (em muita quantidade, apresentando muitas figuras de dissolução) Gesso
		Betão a mais de 5mm	Silicatos e aluminatos de cálcio Carbonato de cálcio (pouco) Etringite (muita)
		Betão a 8mm	Silicatos e aluminatos de cálcio Carbonato de cálcio (pouco) Etringite (muita)
		Betão a 10cm	Silicatos e aluminatos de cálcio Etringite (muita)
PM4	Betão de longarina ao longo de fissura	Revestimento	Silicatos e aluminatos de cálcio Ti, Cl
		Betão	Silicatos e aluminatos de cálcio Carbonato de cálcio (muito)
		Betão com mancha acastanhada	Silicatos e aluminatos de cálcio Carbonato de cálcio Óxido de ferro
PM5	Eflorescência esbranquiçada de laje		Silicatos e aluminatos de cálcio Carbonato de cálcio (muito)
PM6	Eflorescência escura de parede-pilar		Silicatos e aluminatos de cálcio Carbonato de cálcio Matéria orgânica
PM7	Tratamento da base de parede-pilar	Barramento	Silicatos e aluminatos de cálcio C, Ti Gesso
		Argamassa	Silicatos e aluminatos de cálcio C, S Etringite
PM8	Betão ao longo da fissura da base de parede-pilar		Silicatos e aluminatos de cálcio Carbonato de cálcio (muito) Cloreto de sódio

O tratamento do viaduto da Ponte Móvel (rico em titânio e cloro) mostrou-se pouco eficaz relativamente à penetração da carbonatação e o cloro contido na sua composição provocou uma contaminação por cloreto de potássio na argamassa e no betão junto à argamassa.

Em relação ao tratamento das vigas longitudinais do viaduto do Terminal de Petroleiros (rico em titânio) não é possível fazer qualquer comentário à sua eficácia, uma vez que estas vigas estão muito fissuradas, facilitando a penetração de agentes agressivos.

A parede-pilar do pórtico seis do viaduto da Ponte Móvel situada numa zona de tráfico de pesados, e sem qualquer protecção mecânica, apresentava um revestimento especial com argamassa, que se supõe ter resultado de uma reparação pontual devido a um embate, e sobre o qual foi aplicado um barramento amarelo e preto de sinalização. O barramento, rico em titânio e carbono, mostrou conter gesso e está sobre uma argamassa rica em carbono e enxofre, apresentando alguma etringite. A composição do tratamento parece ser claramente de desaconselhar para o betão, uma vez que contém enxofre que pode estar na origem de reacções sulfáticas, com formação de etringite e gesso encontrados quer no barramento quer na argamassa.

Quadro 4.13 – Compostos identificados no estudo petrográfico das amostras extraídas do viaduto do Terminal de Petroleiros.

Designação da amostra		Tipo de amostra e sua localização		Principais compostos identificados
TP1	TP1.1	Betão e revestimento superficial de viga VT4	Revestimento	Silicatos e aluminatos de cálcio Ti, C
			Betão superficial	Silicatos e aluminatos de cálcio
TP2	TP2.1	Betão e revestimento superficial de viga VT6	Revestimento	Silicatos e aluminatos de cálcio Ti, C Sulfato de bário (muito raro)
			Betão superficial	Silicatos e aluminatos de cálcio
TP5		Betão de longarina extraído ao longo da fissura	Revestimento	Silicatos e aluminatos de cálcio Ti Carbonato de cálcio (muito) Cloreto de sódio (com algumas figuras de dissolução) Gesso (com algumas figuras de dissolução) Óxido de ferro
			Betão	Silicatos e aluminatos de cálcio Carbonato de cálcio (muito) Brucite Cloreto de sódio (com algumas figuras de dissolução)
TP6		Betão de longarina na zona de fissuração aleatória	Revestimento	Silicatos e aluminatos de cálcio Ti, Ba
			Betão	Silicatos e aluminatos de cálcio Carbonato de cálcio (não se individualizaram cristais) Dolomite Cloreto de sódio (com algumas figuras de dissolução) Etringite
TP7		Betão de laje numa zona de manchas acastanhadas	Mancha acastanhada	Óxido de ferro
			Betão	Silicatos e aluminatos de cálcio Carbonato de cálcio Cloreto de sódio Brucite Etringite
TP8		Betão do encontro norte		Silicatos e aluminatos de cálcio Carbonato de cálcio (com algumas figuras de dissolução)
TP9		Estaca-prancha do encontro norte		Óxido de ferro

Não se analisa a eficácia das argamassas face à penetração de cloretos, uma vez que os teores em cloretos a 2 cm de profundidade no betão são, em qualquer das obras, insignificante.

A análise global dos betões, aparentemente, sem deteriorações e dos quais se retiraram carotes, revelou que estes betões são de boa qualidade e compactos. As observações de carbonato de cálcio estão em todos os betões coerentes com os resultados do ensaio da profundidade de carbonatação.

O betão do pilar e das vigas do viaduto da Via Rápida apresentou carbonato de cálcio, embora no pilar em quantidades insignificantes. As vigas mostraram figuras de carbonatação diferentes. Enquanto que numa se individualizaram cristais de calcite, na outra apenas os espectros revelaram a presença de carbonato de cálcio.

O betão do viaduto da Ponte Móvel mostrou até 5 mm de profundidade a presença de grandes quantidades de calcite, a profundidades superiores, até 8 mm, apenas esporadicamente, se encontrou carbonato de cálcio. À profundidade de 10 cm o carbonato de cálcio já não foi identificado. O mesmo betão revelou junto da superfície cristais de cloreto de potássio, com origem provável numa contaminação do revestimento rico em cloro. A profundidades superiores, revelou uma reacção sulfática com a presença de gesso e etringite. Esta reacção tem origem muito provavelmente nos sulfatos que ascenderam por capilaridade a partir do solo rico em água do rio Leça.

O betão do viaduto do Terminal de Petroleiros não mostrou nem carbonato de cálcio, nem qualquer reacção resultante de um ataque químico.

Extraíu-se ainda uma parte de betão do encontro norte do viaduto do Terminal de Petroleiros que não apresentava qualquer deterioração aparente, mas encontrava-se junto da estaca-prancha, aparentemente muito corroída. Este betão encontra-se em muito bom estado, embora revele estar sujeito à acção da água, uma vez que o carbonato de cálcio apresenta figuras de dissolução.

Além dos betões sem deteriorações visíveis, analisaram-se ainda betões aparentemente degradados, manchas, escamas e eflorescências.

Os betões foram extraídos de zonas com destacamentos, de fissuras não estruturais, a acompanhar a armadura, de fissuras estruturais e de zonas com fissuração aleatória.

Todos os betões extraídos de destacamentos e fissuras não estruturais revelaram-se, quase que completamente, constituídos por calcite, portanto muito carbonatados. As manchas encontradas, junto destes betões, eram todas de óxidos de ferro, mostrando que os destacamentos e fissuras têm origem na formação de produtos expansivos resultantes da corrosão das armaduras. A corrosão é por carbonatação, como revela o aspecto das armaduras, coerente com uma corrosão generalizada e face aos resultados das análises ao teor em cloretos, que leva a excluir uma corrosão generalizada com origem num teor de cloretos extraordinariamente elevada.

O betão extraído ao longo de uma fissura estrutural do viaduto do Terminal de Petroleiros, apresentava-se fortemente carbonatado, devido à abertura das fendas, que permitiu ainda a formação de outros produtos resultantes da acção da água do mar (brucite e cloreto de sódio). Este facto é comprovado por o betão das carotes extraído de zonas sem fissuras não apresentar carbonatação ou reacções químicas, embora os tratamentos aplicados nas duas zonas sejam diferentes, ambos argamassas cimentícias, uma com uma pintura superficial rica em titânio e carbono e a outra apenas em titânio. A corrosão generalizada das armaduras destas vigas poderá ser atribuída ou a uma corrosão por carbonatação ou a um excesso de teor em cloretos, tendo sido a penetração quer da carbonatação quer dos cloretos acelerada pela abertura das fendas e também, no caso da penetração de cloretos, devido ao facto deste viaduto se localizar sobre o mar.

Todos os betões com degradações do viaduto do Terminal de Petroleiros, revelaram forte interacção com a água do mar, apresentando brucite, cloreto de sódio, dolomite e etringite.

A fissuração aleatória, encontrada no caixão do viaduto da Via Rápida, revelou resultar de uma reacção sulfática por contaminação das águas do rio Leça. A fissuração aleatória encontrada na viga longitudinal do viaduto do Terminal de Petroleiros resulta também de uma reacção sulfática, mas com origem nos sulfatos contidos na água do mar. Esta fissuração pode ser agravada por ciclos de cristalização/dissolução de cloreto de sódio, sal solúvel que desenvolve grandes forças de cristalização.

O betão sob dejectos de pombos não apresentou qualquer reacção química, o que não permite generalizar que os dejectos de pombos não afectam o betão, uma vez que, nestas obras os excrementos só foram encontrados em zonas secas e protegidas.

O betão do topo da viga do viaduto da Via Rápida apresentava uma arenização devida, provavelmente, a movimentos do tabuleiro que sobre ela apoia. Apresentou também uma alteração química, com formação de carboneto de silício, cuja origem se desconhece.

O betão do pilar do pórtico seis do viaduto da Ponte Móvel está claramente carbonatado e tem alguns cristais de cloreto sódio. Não é fácil fazer a análise desta deterioração, uma vez que se desconhece o tempo que o betão esteve exposto, resultando provavelmente os cristais de cloreto de

sódio de ciclos de cristalização/dissolução durante o tempo de exposição deste betão, mais poroso e frágil que um betão de superfície.

As manchas e escamas acastanhadas são todas de óxidos de ferro, resultantes da corrosão do aço, enquanto que as manchas escuras de cor negra ou esverdeada resultam da humidade. As manchas brancas e amareladas têm todas origem na lixiviação dos hidróxidos do betão, com carbonatação à superfície.

Quer no revestimento do betão quer em destacamentos, manchas, escamas e eflorescências se encontrou gesso resultante da poluição atmosférica.





## 5 ESTUDO DE ARGAMASSAS DE REPARAÇÃO

### 5.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

A reparação de estruturas de betão armado representa, como já se referiu, uma fracção cada vez mais importante da actividade do sector da construção civil. A selecção do material de reparação mais adequado ao objectivo que se pretende atingir, é difícil, uma vez que no mercado existe uma enorme diversidade de materiais e a informação técnica fornecida pelos fabricantes é fundamentalmente qualitativa.

Uma vez que são bem conhecidos os benefícios da utilização de cinzas volantes como adições no betão, contribuindo para a obtenção de misturas mais compactas, com maior durabilidade química, caracterizaram-se algumas propriedades de argamassas, com diferentes dosagens de cinzas na sua composição.

As principais potencialidades deste material, constituído por partículas finas, mas com uma elevada gama de tamanhos, parecem estar relacionadas com a sua granulometria e com a redução da reactividade química do cimento portland hidratado. As cinzas volantes são um pó fino, formado essencialmente por partículas esféricas e vítreas resultantes da queima de carvão pulverizado, com propriedades pozolânicas e constituídas principalmente por sílica e alumina, sendo o teor de sílica reactiva no mínimo 25% em massa (Teles, 2002).

Estudaram-se cinco argamassas, uma argamassa de cimento de traço 1:3 que serviu de referência e quatro argamassas, duas delas com as cinzas como adição ao cimento da argamassa de referência e nas outras duas como substituição.

### 5.2 CARACTERIZAÇÃO E SELECÇÃO DOS MATERIAIS

#### 5.2.1 CIMENTO

O cimento utilizado nas argamassas foi o cimento portland tipo I de classe de resistência 42,5 (CEM I 42,5R), fornecido pela SECIL, conjuntamente com resultados de ensaios físicos, mecânicos e químicos à remessa de cimento.

Em relação aos ensaios físicos e mecânicos, foram determinados a massa volúmica, a finura, a superfície específica, o tempo início e fim de presa, a expansibilidade e as resistências à flexão e à compressão aos 2, 7 e 28 dias. As propriedades químicas do cimento avaliadas foram a perda ao fogo, o resíduo insolúvel e a composição em óxidos elementares ( $\text{SiO}_2$ ,  $\text{Al}_2\text{O}_3$ ,  $\text{Fe}_2\text{O}_3$ ,  $\text{CaO}$ ,  $\text{MgO}$ ,  $\text{SO}_3$ ). Apresentam-se no Quadro 5.1 os resultados destes ensaios.

A análise química permitiu calcular a composição potencial do cimento, através das fórmulas de Bogue, e os módulos hidráulico, silícico e alumino-férrico ou de fundentes e o grau de saturação em cálcio (Sousa Coutinho, 1988a) (Quadro 5.2).

Determinou-se, no Centro de Formação Profissional da Indústria da Construção Civil e Obras Públicas do Norte (CICCOPN), por dosagem gravimétrica dos sulfatos, o teor em sulfatos dos cimentos.

O ensaio, realizado de acordo com a NP EN 196-2 (1996), mostrou um teor em sulfatos do cimento, expresso em  $\text{SO}_3$ , de 3,13%.

Quadro 5.1 – Propriedades físicas, mecânicas e químicas do cimento utilizado nas argamassas.

Cimento portland		
<b>Ensaio Físicos</b>		
Massa volúmica	g/cm <sup>3</sup>	3,11
Resíduo (retido no peneiro 0,045mm)	mm	5,4
Superfície específica de Blaine	cm <sup>2</sup> /g	3654
Água na pasta normal	%	28,4
<b>Presas</b>		
Princípio de presa (imerso em água doce)	min	105
Fim de presa (imerso em água doce)	min	140
Expansibilidade (ensaio de le Châtelier)	mm	1,0
<b>Ensaio Mecânicos</b>		
Tensões de rotura		
1. Flexão às 48 horas	MPa	6,3
2. Flexão aos 7 dias	MPa	8,3
3. Flexão aos 28 dias	MPa	10,0
4. Compressão às 48 horas	MPa	33,5
5. Compressão aos 7 dias	MPa	45,8
6. Compressão aos 28 dias	MPa	59,0
<b>Análise Química</b>		
Perda ao fogo	%	1,34
Resíduo insolúvel	%	0,79
Óxido de silício (SiO <sub>2</sub> )	%	21,36
Óxido de alumínio (Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> )	%	4,73
Óxido de ferro (Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub> )	%	3,27
Óxido de cálcio (CaO)	%	61,72
Óxido de magnésio (MgO)	%	3,50
Sulfatos (SO <sub>3</sub> )	%	2,96
N/D	%	1,12
Cal livre	%	1,33

Quadro 5.2 – Composição potencial e módulos do cimento utilizado nas argamassas.

Cimento portland		
<b>Composição potencial</b>		
Silicato tricálcio	%	43,97
Silicato bicálcico	%	28,15
Aluminato tricálcio	%	7,01
Alumino ferrato tetracálcico	%	9,94
<b>Módulos</b>		
Módulo hidráulico	%	2,10
Módulo silício	%	2,67
Módulo alumino-férrico ou de fundentes	%	1,47
Grau de saturação em cálcio	%	0,91

Observou-se e analisou-se por microscopia electrónica de varrimento (MEV) uma amostra do cimento. Esta amostra revelou ser constituída, maioritariamente, por silicatos e aluminatos de cálcio (Figuras 5.1 e 5.2), encontrando-se ainda gesso e carbonato de cálcio (Figura 5.3).

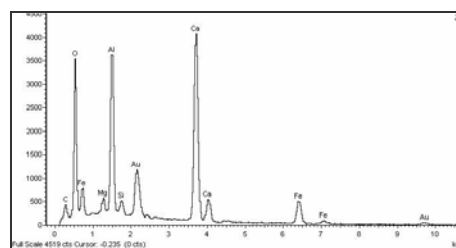
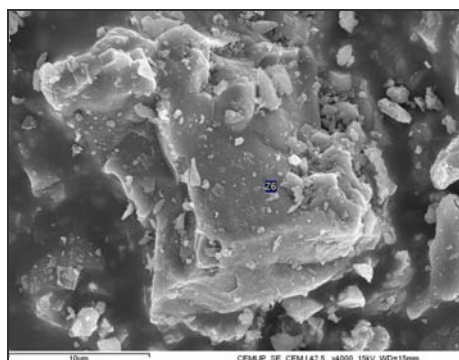


Figura 5.1 – Imagem e espectro de aluminato de cálcio do cimento.

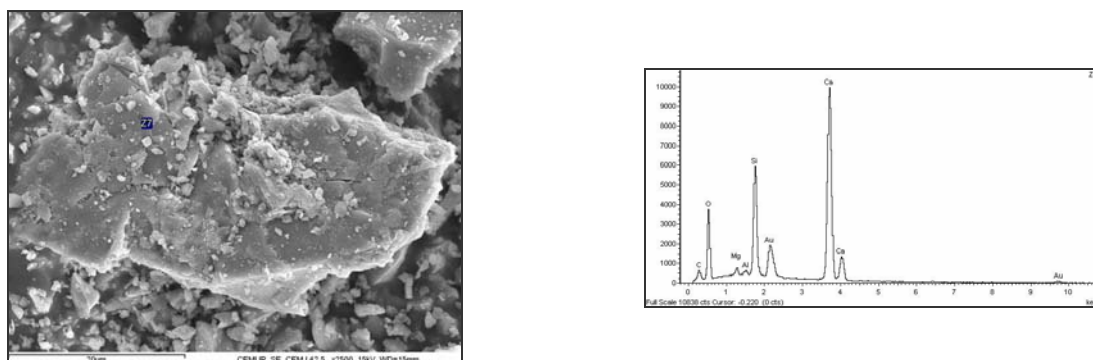


Figura 5.2 – Imagem e espectro de silicatos de cálcio do cimento.

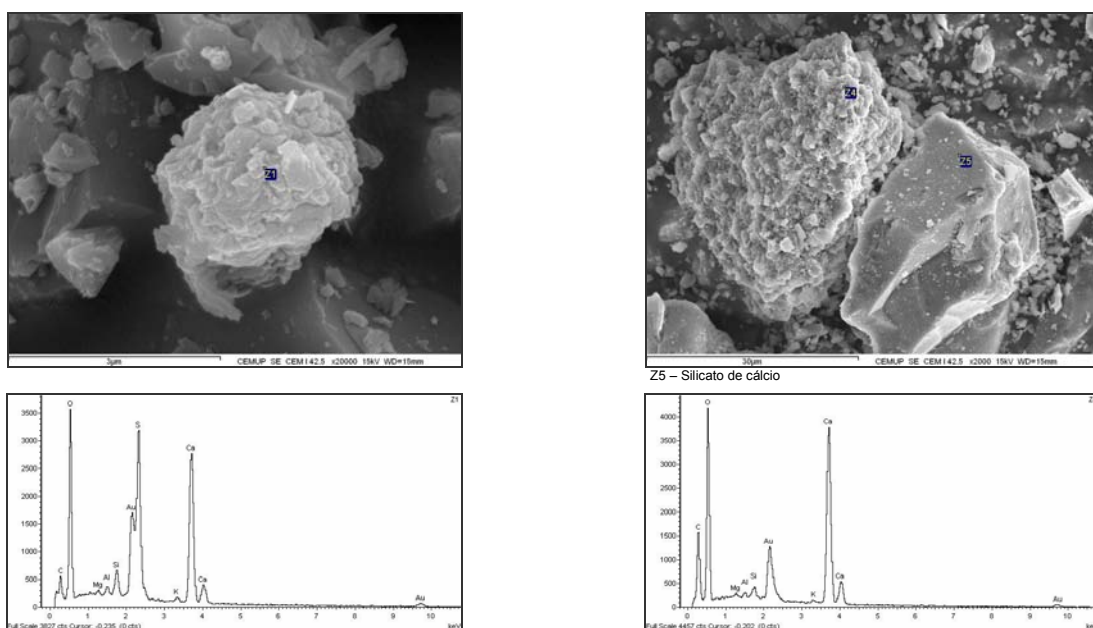


Figura 5.3 – Imagens e espectros de gesso e carbonato de cálcio do cimento.

### 5.2.2 CINZAS VOLANTES

Utilizou-se uma pozolana artificial, cinzas volantes, proveniente de Ponferrada na Galiza, cedida pela Unibetão – Indústrias de Betão Preparado, S.A.

Efectuou-se uma observação e análise semi-quantitativa por MEV. A observação comprovou a enorme variedade de raios destas partículas. A análise feita a um grande número de partículas, cerca de 60, revelou que a maioria das partículas é muito rica em alumínio e silício, tendo sido detectado, apenas numa partícula, também muito titânio e ferro, e numa pequena percentagem de partículas muito ferro e magnésio.

Na Figura 5.4 apresentam-se imagens e espectros de algumas partículas e no Quadro 5.3 mostra-se a análise química semi-quantitativa de quatro partículas representativas.

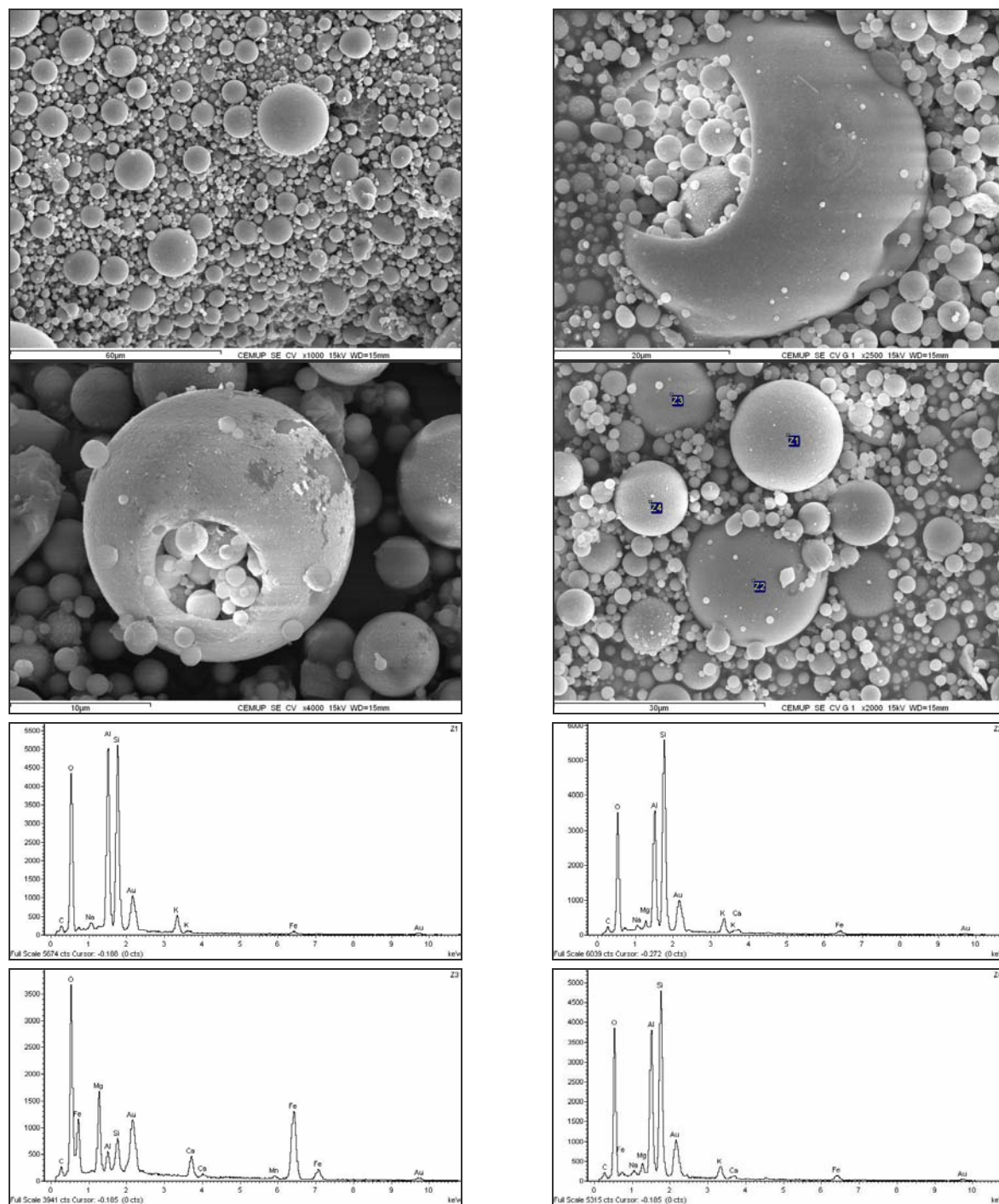


Figura 5.4 – Imagens e espectros das cinzas volantes.

Quadro 5.3 – Composição química das cinzas volantes.

Compostos	Quantidades (%)			
	Espectro Z1	Espectro Z2	Espectro Z3	Espectro Z4
Na <sub>2</sub> O	1.22	0.98	0.39	0.86
MgO	0.26	1.64	16.83	2.16
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	36.14	26.87	4.25	30.59
SiO <sub>2</sub>	53.76	59.22	7.36	54.01
K <sub>2</sub> O	4.87	4.71	0.00	3.71
CaO	0.24	1.26	5.25	0.91
TiO <sub>2</sub>	0.23	0.88	0.01	0.85
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	3.29	4.44	65.90	6.91

### 5.2.3 AGREGADOS

A areia utilizada é uma areia normalizada CEN, certificada conforme a norma NP EN 196-1 (1996) e controlada pelo Laboratoire d'Essais des Matériaux de la Ville de Paris. Esta areia é uma areia natural, siliciosa com grãos arredondados, cujo teor de sílica é pelo menos igual a 98%. A sua composição granulométrica está compreendida entre os limites referidos no Quadro 5.4 (NP EN 196-1, 1996).

Quadro 5.4 – Composição granulométrica do agregado utilizado nas argamassas (NP EN 196-1, 1996).

Abertura dos peneiros com malha quadrada (mm)	Resíduos acumulados (%)
2,0	0
1,6	7 ± 5
1,0	33 ± 5
0,5	67 ± 5
0,16	87 ± 5
0,08	99 ± 5

### 5.3 COMPOSIÇÃO DAS ARGAMASSAS

Foram estudadas quatro argamassas com quantidades de cimento e pozolana distintas e comparadas com uma argamassa de referência contendo somente cimento portland.

A argamassa AMI, com o traço em peso de 1:3, foi considerada a referência para apreciação do desempenho das argamassas com cinzas volantes. Em duas das argamassas foram utilizadas as mesmas quantidades de cimento e agregado da argamassa de referência e adicionadas quantidades de 50%, AMII, e 60%, AMIII, do peso de cimento de cinzas volantes. Nas outras duas empregou-se a mesma quantidade de ligante e de agregado da argamassa de referência, tendo sido substituído 50% do cimento por cinzas na argamassa AMIV e 60% na argamassa AMV (Quadro 5.5).

Quadro 5.5 – Composição das argamassas estudadas.

Designação	Cimento (kg/m <sup>3</sup> )	Cinzas volantes (kg/m <sup>3</sup> )	Areia (kg/m <sup>3</sup> )	Água (l/m <sup>3</sup> )
AMI	450	-	1350	220
AMII	450	225	1350	245
AMIII	450	270	1350	250
AMIV	300	150	1350	205
AMV	280	170	1350	202

A quantidade de água foi determinada, segundo a norma americana ASTM C 109 (1998), de maneira que as argamassas apresentassem todas a mesma consistência por espalhamento,  $110 \pm 2\%$ . A experiência adquirida e estudos feitos, em laboratório e *in situ*, mostrou que a trabalhabilidade aceitável, para que uma argamassa de reparação possa ser aplicada manualmente em obra, correspondia a uma consistência de cerca de 110% no ensaio de espalhamento da norma referida (Ribeiro, 2004).

Não foi adicionado qualquer tipo de adjuvante às argamassas.

### 5.4 ENSAIOS REALIZADOS

Para cada argamassa foram feitos 27 provetes para serem submetidos a ensaios de resistência à flexão e à compressão, de determinação da porosidade às 48 horas, da absorção por capilaridade, da evaporação, da porometria e da carbonatação em laboratório ao fim de 1 ano e 7 meses (Abril 2005 a Outubro 2006) e para observar e analisar por microscopia electrónica de varrimento.

#### 5.4.1 CONSISTÊNCIA POR ESPALHAMENTO

O ensaio de consistência por espalhamento foi realizado com o objectivo de definir a quantidade de água necessária para cada uma das argamassas, de modo a que se obtenha a mesma trabalhabilidade em todas elas.

A consistência das argamassas foi avaliada através da norma de ensaio ASTM C 109 (1998). A técnica de ensaio consiste na colocação de duas camadas de argamassa, de espessura idêntica, imediatamente após a amassadura, num molde tronco-cônico, colocado sobre uma mesa de espalhamento. Cada uma das camadas é compactada, por intermédio de um varão, com 25 pancadas distribuídas uniformemente. Depois de retirado o molde, a mesa de espalhamento é deixada cair da mesma altura 25 vezes durante 15 segundos. A argamassa espalha-se e faz-se a leitura dos diâmetros das quatro diagonais, recorrendo a uma régua. Apresenta-se na Figura 5.5 as diferentes fases de execução do ensaio de determinação da consistência das argamassas por espalhamento.



Figura 5.5 – Diferentes fases de execução do ensaio de determinação da consistência da argamassa por espalhamento

A cada um dos diâmetros das diagonais subtrai-se o diâmetro da base do molde tronco-cônico, sendo o espalhamento a média das quatro diferenças obtidas. O valor da consistência deve ser igual a  $110 \pm 2\%$ . No Quadro 5.6 apresentam-se os resultados da consistência das cinco argamassas.

Quadro 5.6 – Valores da consistência das argamassas

Argamassa	Valor do ensaio
AMI	110,75%
AMII	112,00%
AMIII	109,75%
AMIV	111,00%
AMV	109,25%

#### 5.4.2 TEMPOS DE PRESA

O tempo início e fim presa dos cimentos foi avaliado através da norma NP-EN-196-3 (1996). O ensaio é feito sobre uma pasta de ligante, pasta de consistência normal, que tem uma resistência especificada à penetração de uma sonda normalizada, sonda do aparelho de Vicat.

A pasta de cimento é amassada, em determinadas condições fixadas na norma, e a determinação da quantidade de água é feita por tentativas, de modo que a sonda do aparelho de Vicat fique, ao fim de 30 segundos, a uma distância de  $6 \pm 1$  mm da placa da base do molde. Para determinação dos tempos de presa foram consideradas as composições das diferentes argamassas, sendo a água determinada usando o mesmo procedimento que se utiliza para o cálculo da água da pasta de consistência normal (Quadro 5.7).



Quadro 5.7 – Composição das argamassas para determinação do tempo de presa.

Argamassa	Composição		
	Cimento	Cinzas volantes	Água
AMI	500 kg/m <sup>3</sup>	-	145 l/m <sup>3</sup>
AMII e AMIV	500 kg/m <sup>3</sup>	250 kg/m <sup>3</sup>	190 l/m <sup>3</sup>
AMIII e AMV	500 kg/m <sup>3</sup>	300 kg/m <sup>3</sup>	200 l/m <sup>3</sup>

Para as argamassas AMIV e AMV os valores do tempo de presa são iguais aos das argamassas AMII e AMIII, respectivamente, uma vez que a percentagem de cinzas volantes relativamente ao cimento é a mesma.

Para a determinação do tempo início e fim de presa, utiliza-se também o aparelho de Vicat, substituindo a sonda por uma agulha. A pasta de consistência normal é amassada nas condições normalizadas e colocada num molde mantido, entre leituras, mergulhado em água à temperatura de 21°C. O tempo início de presa é registado quando a agulha do aparelho de Vicat já não atravessa a pasta até ao fundo, ficando  $4 \pm 1$  mm da placa de base do molde. Atinge-se o tempo fim de presa quando uma agulha semelhante à anterior, munida de um acessório anelar para facilitar a observação precisa de penetrações fracas, entra apenas 0,5 mm na pasta. No Quadro 5.8 mostram-se os resultados obtidos para cada uma das argamassas em estudo.

Quadro 5.8 – Tempos de presa obtidos nas cinco argamassas.

Argamassa	Resultado do ensaio (minutos)	
	Início de presa	Fim de presa
AMI	135	220
AMII e AMIV	145	255
AMIII e AMV	170	285

#### 5.4.3 ENSAIO DE DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA MECÂNICA

O método de determinação das resistências à flexão e à compressão das argamassas seguido é o descrito na norma NP EN 196-1 (1996). O ensaio de flexão foi determinado em provetes prismáticos de 40 mm de base e 160 mm de altura e o ensaio de compressão nos meios provetes resultantes do ensaio de flexão. Foram determinadas estas resistências aos 2, 7 e 28 dias e ainda aos 2 e 3 meses de idade.

A amassadura da argamassa é feita nas condições especificadas na norma e, após a mistura, enchem-se os moldes em duas camadas, compactando cada uma da forma indicada na mesma norma (Figura 5.6).

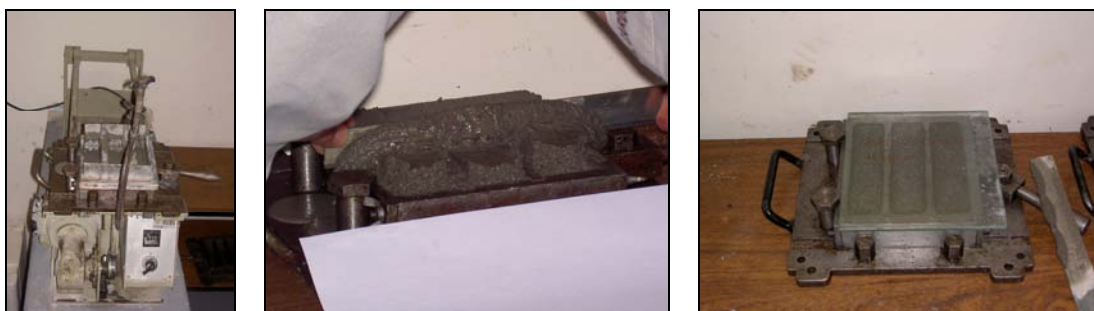


Figura 5.6 – Fabrico dos provetes de argamassa.

Os provetes, depois devidamente etiquetados, conservaram-se cobertos com uma placa de vidro ou papel de acetato, à temperatura e humidade ambiente do laboratório ( $T=20\pm2^\circ\text{C}$  e  $H\geq 50\%$ ).



Foram feitos 15 provetes de cada argamassa para ensaiar à flexão e à compressão aos 2, 7, 28, 60 e 90 dias. A desmoldagem foi feita 24 horas após a mistura e os provetes foram conservados em câmara húmida à temperatura  $20 \pm 1^\circ\text{C}$  e humidade relativa maior ou igual a 90%.

Primeiro, foram feitos os ensaios de determinação da resistência à flexão (Figura 5.7), obtendo-se o valor da carga de rotura à flexão. A resistência à flexão dos três provetes, de cada argamassa, ensaiados a diferentes idades, foi obtida através da seguinte fórmula:

$$Rf = \frac{1,5Ff \times l}{b^3}$$

Sendo  $Rf$  a resistência à flexão em  $\text{N/mm}^2$ ,  $Ff$  a carga aplicada ao centro do prisma na rotura em N,  $b$  o lado da secção quadrada do prisma em mm e  $l$  a distância entre apoios em mm.

Em seguida, ensaiaram-se os dois meios prismas, que resultaram do ensaio anterior, para determinar a resistência à compressão (Figura 5.7). Obteve-se a resistência à compressão através da fórmula:

$$Rc = \frac{Fc}{1600}$$

Sendo  $Rc$  a resistência à compressão em  $\text{N/mm}^2$ ,  $Fc$  a carga máxima na rotura em N e 1600 a área dos pratos ou das placas auxiliares, em  $\text{mm}^2$  (40mm x 40mm).



Figura 5.7 – Imagens dos ensaios de determinação da resistência à flexão e à compressão das argamassas.

Mostram-se nos Quadros 5.9 e 5.10 e nas Figuras 5.8 e 5.9 os resultados dos ensaios à compressão e flexão obtidos nas argamassas.

Quadro 5.9 – Resultados do ensaio de resistência à compressão das argamassas.

Argamassa	Resistência à compressão (MPa)				
	Tempo				
	2 dias	7 dias	28 dias	2 meses	3 meses
AMI	29,89	43,53	50,84	54,26	58,81
AMII	30,96	44,76	60,14	63,89	77,41
AMIII	29,12	43,94	62,39	71,55	77,25
AMIV	18,75	28,46	44,76	58,35	61,77
AMV	18,19	26,98	42,77	54,82	59,88

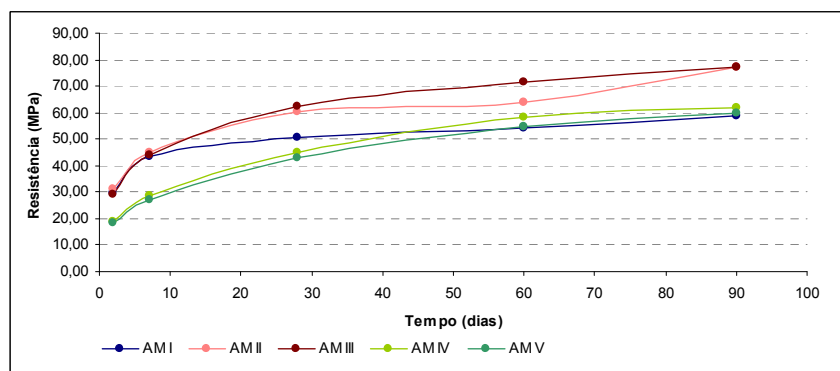


Figura 5.8 – Evolução da resistência à compressão das argamassas.

Quadro 5.10 – Resultados do ensaio de resistência à flexão das argamassas.

Argamassa	Resistência à flexão (MPa)				
	Tempo				
	2 dias	7 dias	28 dias	2 meses	3 meses
AMI	5,86	8,01	8,97	9,23	9,35
AMII	5,69	8,58	9,24	10,00	11,50
AMIII	5,40	8,77	10,12	10,54	11,50
AMIV	4,52	6,70	8,81	10,00	10,58
AMV	4,56	5,59	8,43	9,77	10,61

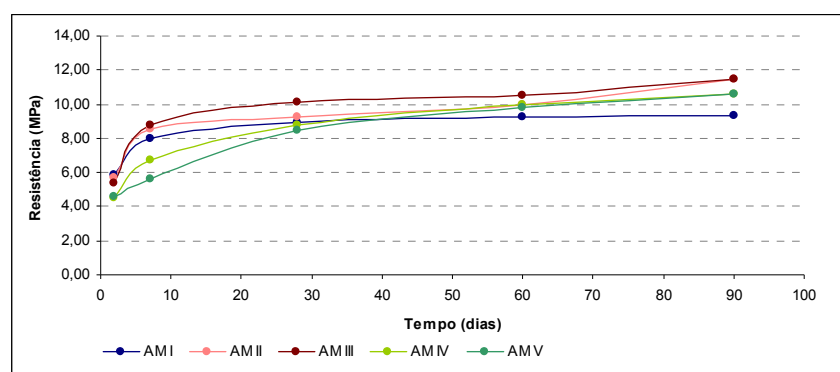


Figura 5.9 – Evolução da resistência à flexão das argamassas.

#### 5.4.3 ENSAIO ABSORÇÃO DE ÁGUA POR CAPILARIDADE

A absorção de água por capilaridade é a capacidade que os materiais porosos têm de captar água acima do nível que apresenta a superfície líquida em contacto com eles.

A consideração desta propriedade em argamassas de restauro é muito importante porque as águas da chuva, a água do mar e a água proveniente do nível freático do solo ou da humidade do terreno penetram por capilaridade nas argamassas.

O ensaio de absorção de água por capilaridade foi realizado em seis provetes prismáticos de cada argamassa, com base quadrada de 4 mm e altura de 4,5 mm, segundo a metodologia proposta pelo Laboratoire de Pétraphysique do Centre de Géochimie de la Surface de Strasbourg (Mertz, 1991; Hammecker, 1993).

Os mesmos provetes foram ainda utilizados na realização dos ensaios de porosidade às 48 horas e de evaporação.

Os provetes foram secos em estufa a 60°C, até atingirem um peso constante, após o que foram colocados, em posição vertical, sobre uma grelha no interior de caixas. O nível da água destilada introduzida nas caixas, a 2 mm de altura da base dos provetes, foi mantido constante durante o ensaio

As caixas foram hermeticamente fechadas e com temperatura e humidade relativa controladas ( $T=20^{\circ}\text{C}$  e  $H\approx 100\%$ ).

A caracterização da absorção de água por capilaridade foi feita acompanhando, durante o ensaio, a progressão da embebição através do registo, em intervalos crescentes de tempo, do peso do provete. Pode também assinalar-se a altura da franja capilar, no entanto neste estudo esse registo não foi feito dada a sua enorme irregularidade. As medições foram feitas até o peso dos provetes estabilizar.

Na representação gráfica do ensaio o aumento do peso dos provetes por unidade de superfície devido à absorção de água (representado em ordenadas) aparece em função da raiz quadrada do tempo (representada em abcissas).

Para cada uma das argamassas determinaram-se os valores de absorção de água dos diferentes provetes ensaiados. Apresentam-se na Figura 5.10 os registos dos valores dos diferentes provetes de cada argamassa e respectiva curva e na Figura 5.11 a comparação entre as diferentes curvas médias obtidas.

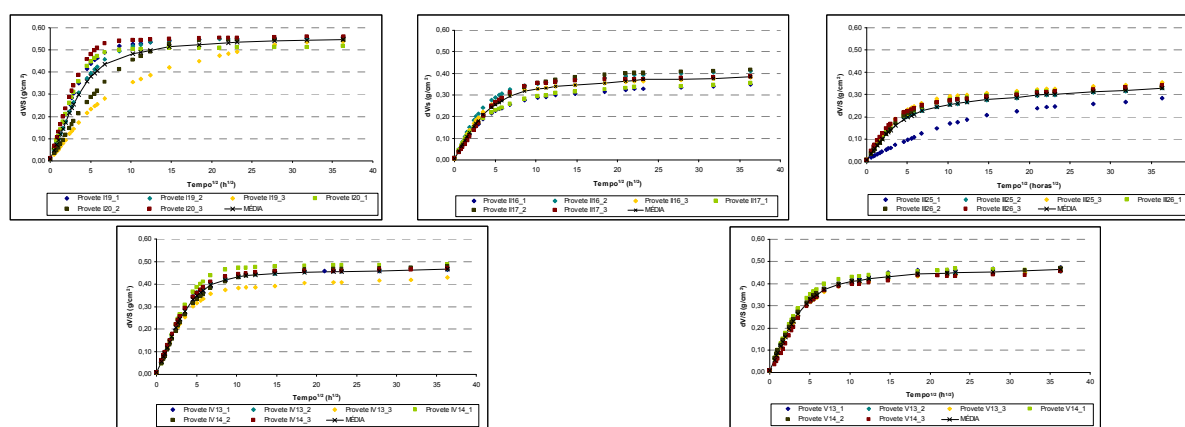


Figura 5.10 – Registos dos valores da absorção de água por capilaridade dos diferentes provetes de cada argamassa e respectiva curva média.

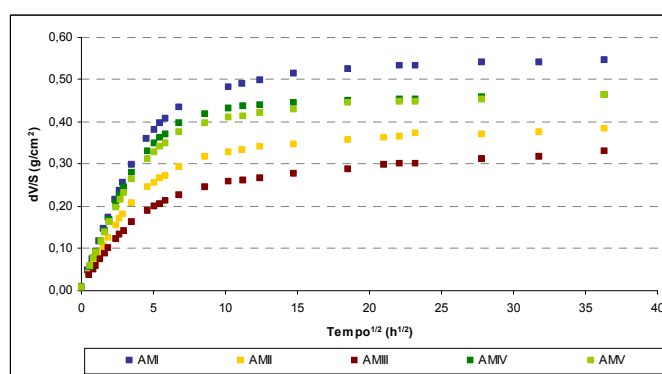


Figura 5.11 – Curvas médias de absorção de água por capilaridade das argamassas.

#### 5.4.4 ENSAIO DE POROSIDADE ÀS 48 HORAS

A porosidade livre, aberta ou às 48 horas é obtida por ensaios que demoram 48 horas à pressão atmosférica, permitindo apenas o preenchimento dos poros livremente acessíveis à água em condições normais de embebição ou imersão.

O ensaio de determinação da porosidade livre foi realizado nos mesmos provetes do ensaio anterior (seis provetes prismáticos de cada argamassa com base quadrada de 4 mm e altura de 4,5 mm),

segundo a metodologia proposta pelo Laboratoire de Pétrophysique do Centre de Géochimie de la Surface de Strasbourg (Mertz, 1991; Hammecker, 1993).

Após secagem em estufa até peso constante ( $W_0$ ), os provetes são introduzidos, durante uma hora, em água destilada até um quarto da sua altura. Após a primeira hora de ensaio, é acrescentada água destilada até perfazer metade da altura do provete. Os provetes são assim mantidos durante mais 23 horas, após o que é acrescentada água destilada até se atingir uma altura aproximada de 2 cm acima do topo dos provetes. Ao fim de 48 horas de ensaio os provetes são pesados obtendo-se o peso  $W_{48}$  (Figura 5.12).



Figura 5.12 – Imagens do ensaio de absorção de água por capilaridade das argamassas.

Sendo  $V$  o volume do provete, a porosidade livre às 48 horas ( $N_{48}$ ) é determinada pela seguinte expressão:

$$N_{48} = (W_{48} - W_0) / V$$

Apresenta-se no Quadro 5.11 os resultados obtidos neste ensaio:

Quadro 5.11 – Porosidade às 48 horas dos provetes de argamassa.

Argamassa	$N_{48}$ (%)
AMI	12,78
AMII	6,11
AMIII	5,70
AMIV	9,01
AMV	8,99

#### 5.4.5 ENSAIO DE EVAPORAÇÃO

É importante nas argamassas de restauro conhecer a forma como a água se evapora, uma vez que a velocidade de absorção de água por capilaridade é superior à velocidade de perda de água por evaporação, o que contribui para que a argamassa permaneça molhada, incrementando a deterioração do betão. A secagem dos materiais porosos é um processo complexo, no qual intervêm, além das características do material, múltiplos factores que é necessário controlar, de entre os quais os mais importantes são, sem dúvida, a temperatura e a humidade relativa do ar. Por este motivo, uma boa caracterização da argamassa exige a realização de ensaios de evaporação, com diferentes condições de temperatura e humidade.

O ensaio de evaporação foi realizado nos mesmos provetes dos ensaios de absorção de água por capilaridade e determinação da porosidade aberta (seis provetes prismáticos de cada argamassa com base quadrada de 4 mm e altura de 4,5 mm), segundo a metodologia proposta pelo Laboratoire de Pétrophysique do Centre de Géochimie de la Surface de Strasbourg (Mertz, 1991; Hammecker, 1993).

Estes ensaios de evaporação realizam-se em recipientes hermeticamente fechados, sob temperatura e humidade relativa constantes. A humidade relativa controla-se utilizando soluções sobressaturadas de determinados sais ( $\text{KNO}_3$ ,  $\text{NaCl}$ ,  $\text{Mg}(\text{NO}_3)_2 \cdot 6\text{H}_2\text{O}$ ,  $\text{MgCl}_2 \cdot 6\text{H}_2\text{O}$  e  $\text{LiCl} \cdot \text{H}_2\text{O}$ ).

O ensaio inicia-se, no caso das argamassas, após a realização do ensaio de determinação da porosidade livre às 48 horas. Os provetes são pesados e imediatamente envolvidos por uma película aderente de polietileno, sem PVC, exceptuando uma das bases, e inseridos nos recipientes à temperatura de  $20^\circ\text{C}$  e humidade relativa de 75%, controlada por uma solução aquosa sobressaturada em cloreto de sódio (Figura 5.13). Durante o ensaio, o peso e o instante da medição são registados até se obter peso constante durante pelo menos 48 horas consecutivas.



Figura 5.13 – Ensaio de evaporação.

O ensaio é traduzido pela curva da perda de peso por unidade de superfície ( $dW/S$ ) em função do tempo ( $t$ ).

Para cada uma das argamassas determinaram-se os valores de evaporação dos diferentes provetes ensaiados. Apresenta-se na Figura 5.14 os registos dos valores dos diferentes provetes de cada argamassa e respectiva curva e na Figura 5.15 a comparação entre as diferentes curvas médias obtidas.

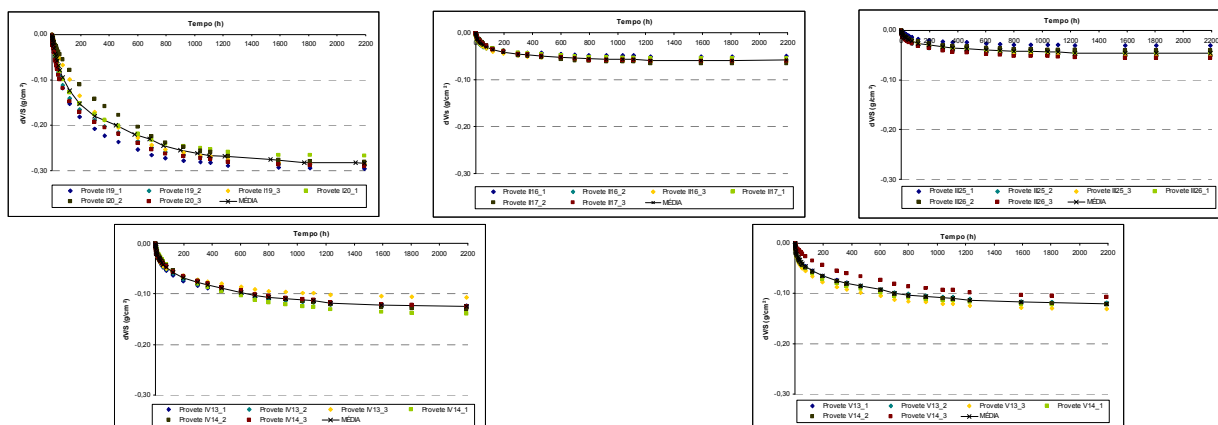


Figura 5.14 – Registos dos valores da evaporação dos diferentes provetes de cada argamassa e respectiva curva média.

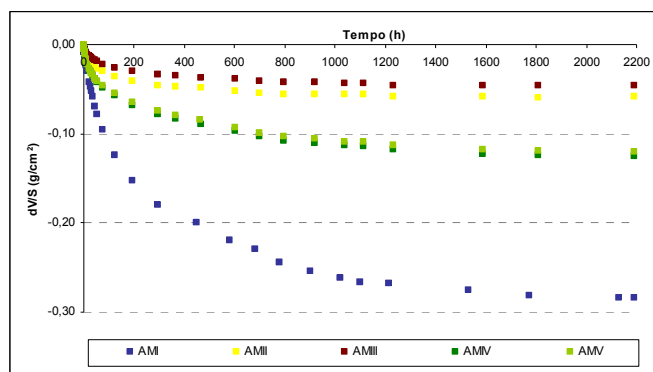


Figura 5.15 – Curvas médias de evaporação de água das argamassas.

#### 5.4.6 ENSAIO DO POROSÍMETRO DE MERCÚRIO

Tão importante como o valor da porosidade aberta é o conhecimento do meio poroso das argamassas, isto é, as características dos seus poros e fissuras: tamanho, forma, grau de interligação. O estudo da porometria requer o emprego de várias técnicas, cada uma com o seu campo preciso de aplicação, devido à enorme gama da dimensão e geometria dos poros e das suas interligações, sendo a mais aplicada a do porosímetro de mercúrio.

Os ensaios foram realizados no porosímetro de mercúrio Micromeritics Pore Sizer 9320 do Instituto Pedro Nunes da Universidade de Coimbra, considerando um ângulo de contacto de  $130^\circ$  e uma tensão superficial de mercúrio de  $0,486 \text{ N/m}$  a  $25^\circ\text{C}$ . Este aparelho permite a determinação dos volumes de vazios correspondentes a poros de raios médios entre  $60 \text{ \AA}$  e cerca de  $360 \text{ }\mu\text{m}$ , bem como o cálculo da porosidade total da amostra. Foram ensaiados dois provetes de cada argamassa com aproximadamente  $10 \text{ mm}$  de aresta e  $20 \text{ mm}$  de altura.

Para determinação das dimensões dominantes dos raios dos acessos aos poros traçam-se gráficos representativos dos raios dos acessos versus variação de volume de mercúrio injectado por variação de pressão e por unidade de peso Figuras 5.16, 5.17, 5.18, 5.19 e 5.20. Apresenta-se no Quadro 5.12 os resultados da porometria.

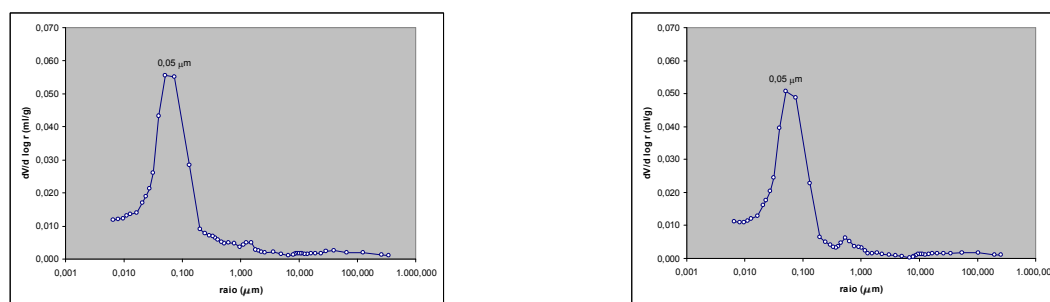


Figura 5.16 – Porometria dos provetes da argamassa AMI.

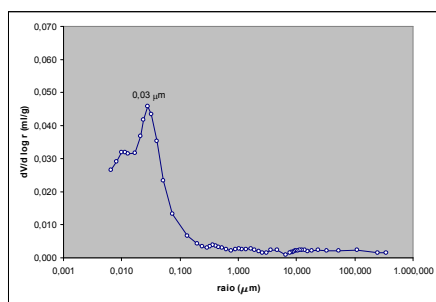


Figura 5.17 – Porometria dos provetes da argamassa AMII.

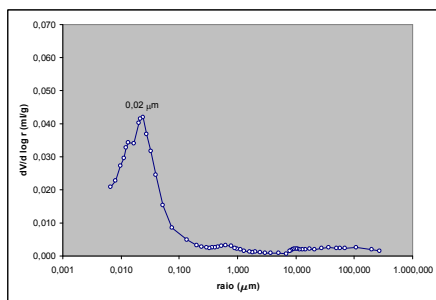
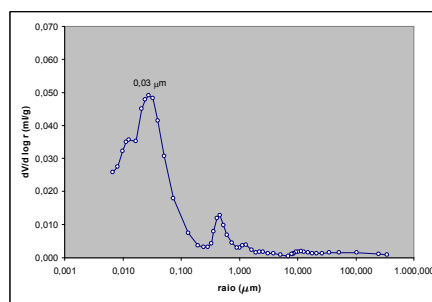


Figura 5.18 – Porometria dos provetes da argamassa AMIII.

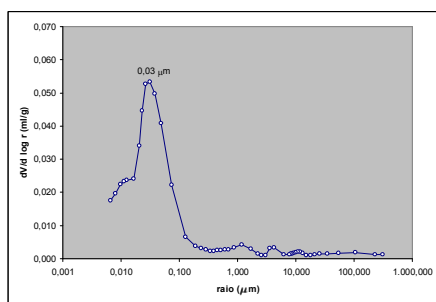
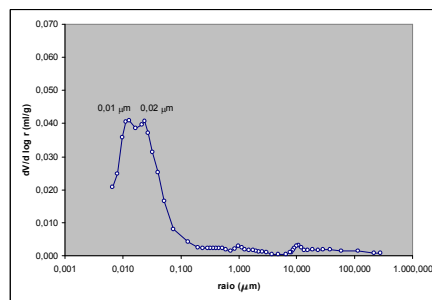


Figura 5.19 – Porometria dos provetes da argamassa AMIV.

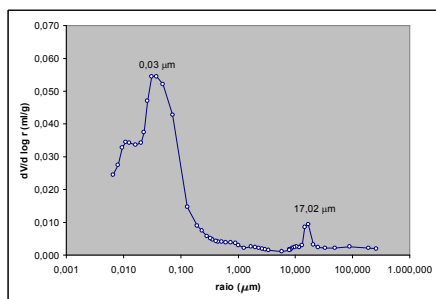
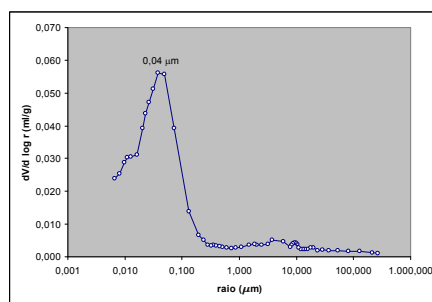
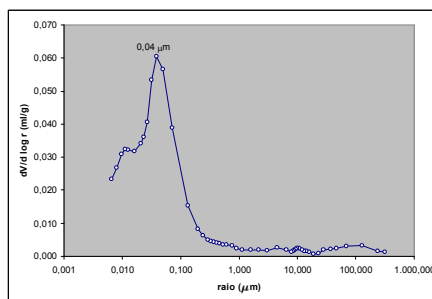


Figura 5.20 – Porometria dos provetes da argamassa AMV.



Quadro 5.12 – Porometria dos provetes de argamassa.

Argamassa	Tipo de distribuição	Principais raios dos acessos aos poros (μm)	Porosidade total	Macroporos (poros com raios de acesso > 10 μm)		Poros capilares (poros com raios de acesso < 10 μm)	
			N <sub>Hg</sub> (%)	N <sub>M</sub> (%)	N <sub>M</sub> /N <sub>Hg</sub> (%)	M <sub>μ</sub> (%)	N <sub>μ</sub> /N <sub>Hg</sub> (%)
AMI	Unimodal	0,05	9,86	0,50	5	9,36	95
AMII	Unimodal	0,03	9,90	0,59	6	9,31	94
AMIII	Unimodal	0,02	8,25	0,58	7	7,68	93
AMIV	Unimodal	0,04	10,83	0,59	5	10,24	95
AMV	Unimodal	0,04	12,26	0,83	7	11,44	93



A porometria obtida com o porosímetro de mercúrio é por vezes criticada por os resultados não traduzirem a forma real dos poros, as dimensões medidas serem as dos canais de acesso aos poros, as amostras testadas, submetidas a tratamentos susceptíveis de causar perturbações, poderem conter uma microfissuração parasita e o número de ensaios ter, por vezes, que ser relativamente grande para a dispersão ser pequena.

#### 5.4.7 DETERMINAÇÃO DA PROFUNDIDADE DE CARBONATAÇÃO

A profundidade de carbonatação foi determinada, recorrendo ao teste da fenolftaleína, em meios provetes prismáticos sujeitos à carbonatação natural em laboratório durante 1 ano e 7 meses.

Verificou-se em todas as amostras uma película superficial carbonatada com cerca de 0,5 mm, não se tendo detectado diferenças significativas entre as argamassas.

Na Figura 5.21 mostram-se os resultados deste ensaio.



Figura 5.21 – Resultados do teste da fenolftaleína em provetes de argamassa.

#### 5.4.8 ESTUDO PETROGRÁFICO

Observaram-se e analisaram-se por MEV amostras das cinco argamassas à superfície, a uma profundidade entre 3 e 4 mm e a cerca de 20 mm.

As amostras superficiais mostraram estar completamente invadidas por cristais de carbonato de cálcio. As amostras AMIII e AMV apresentavam zonas compactas de cristais de gesso no meio do carbonato de cálcio (Figuras 5.22, 5.23, 5.24, 5.25 e 5.26).

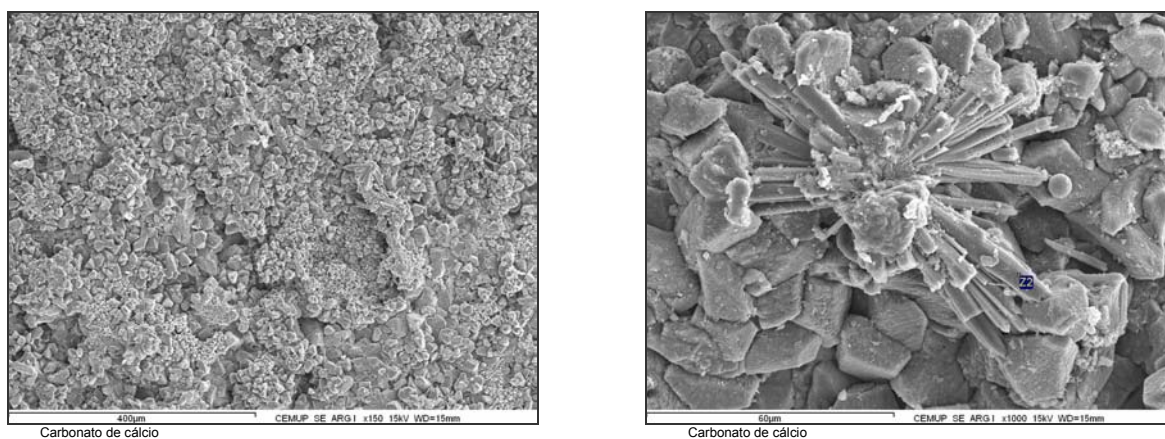


Figura 5.22 – Imagens da amostra superficial da argamassa AMI.

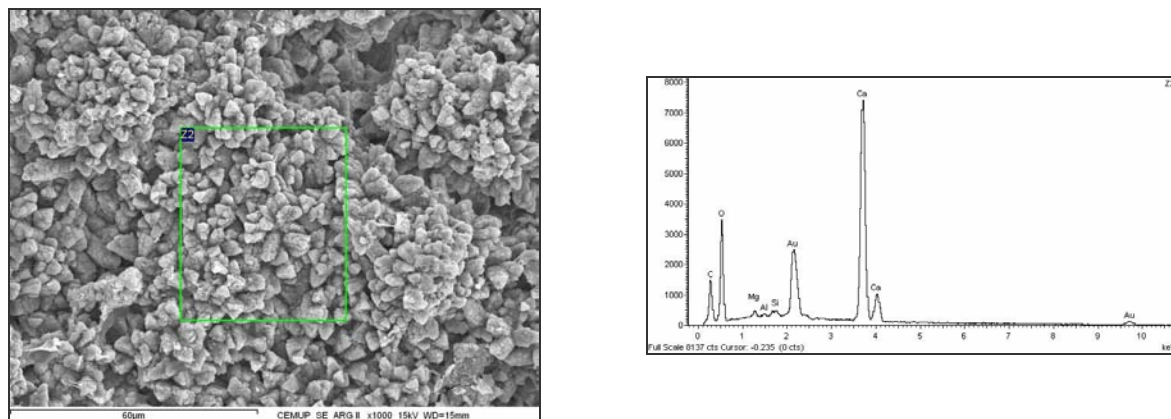


Figura 5.23 – Imagem e espectro da amostra superficial da argamassa AMII.

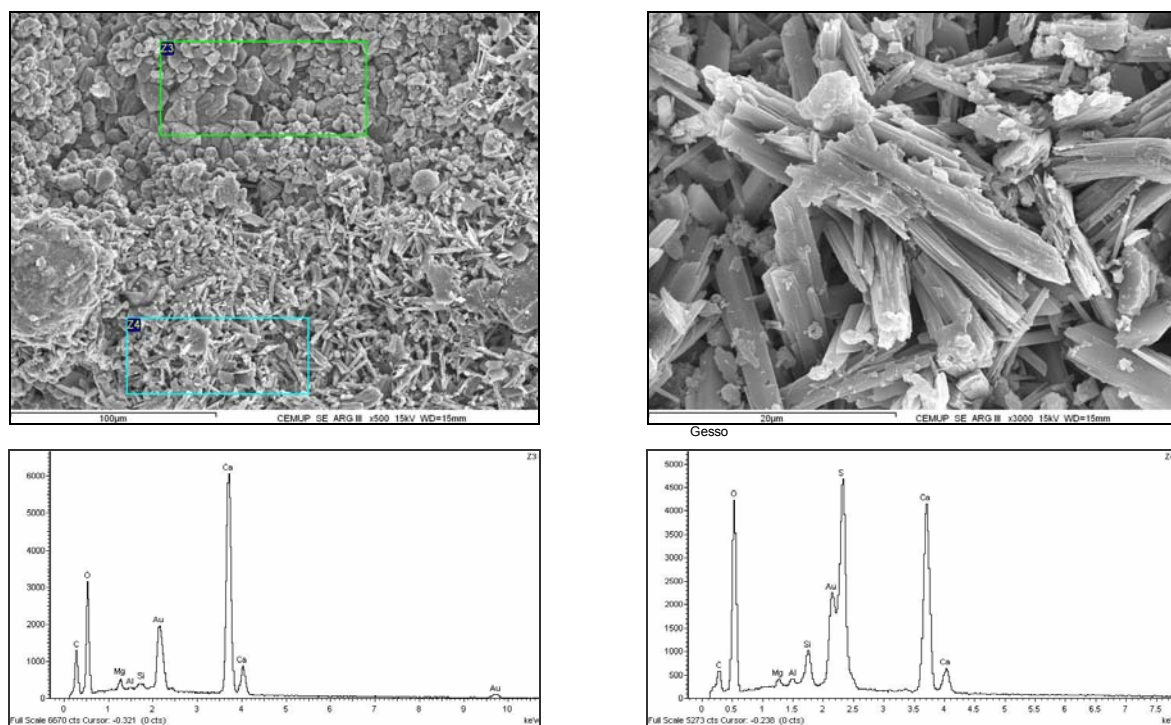


Figura 5.24 – Imagens e espectros da amostra superficial da argamassa AMIII.

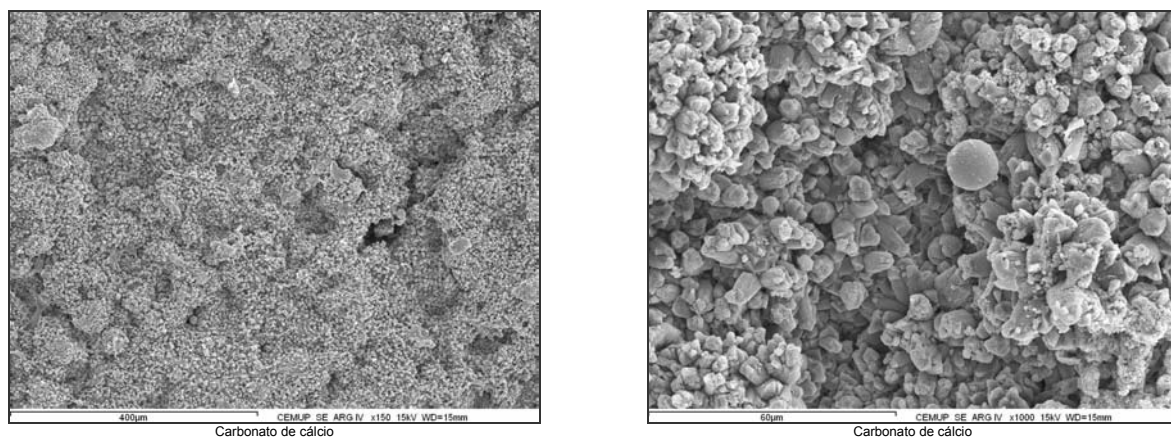


Figura 5.25 – Imagens da amostra superficial da argamassa AMIV.



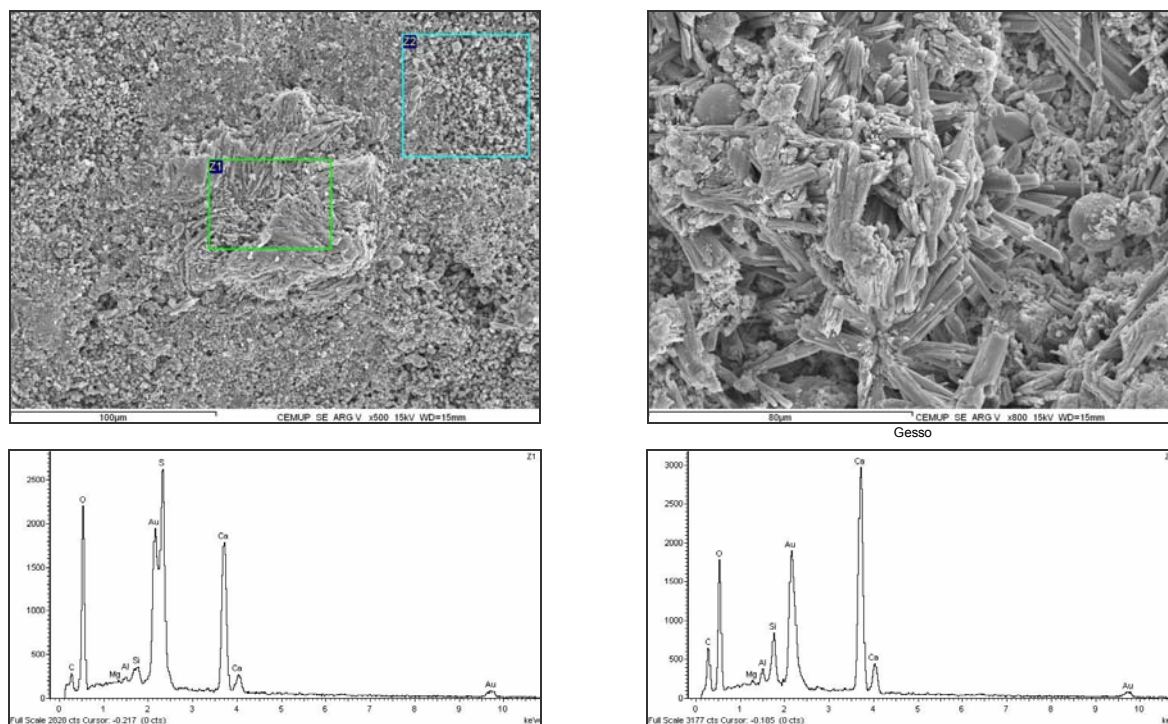


Figura 5.26 – Imagens e espectros da amostra superficial da argamassa AMV.

As amostras observadas a uma profundidade entre 3 e 4 mm mostraram ser ricas em sílico-aluminatos de cálcio e em quartzo sem se ter conseguido isolar cristais de carbonato de cálcio nem de gesso. Apenas o espectro global revelou uma contaminação insignificante de carbono. Apresenta-se na Figura 5.27 a imagem e a análise global de uma das argamassas.

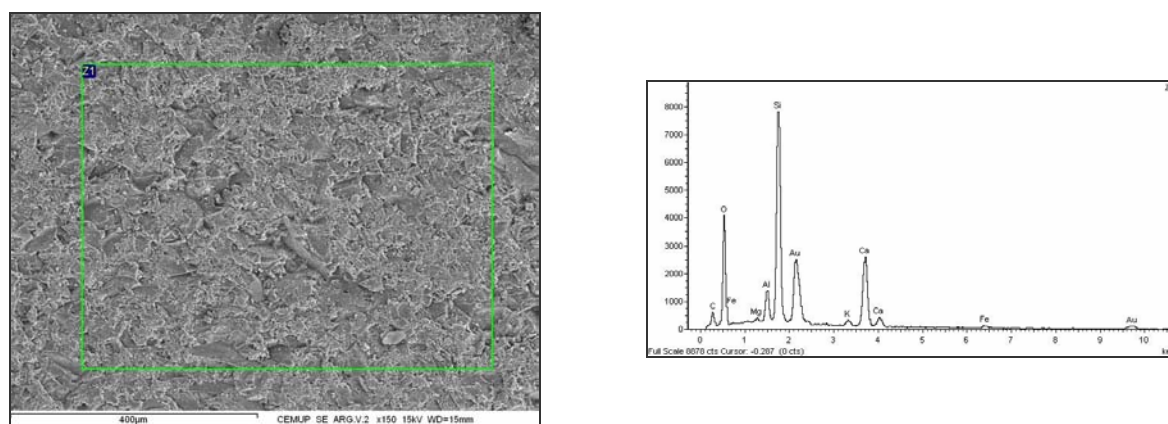
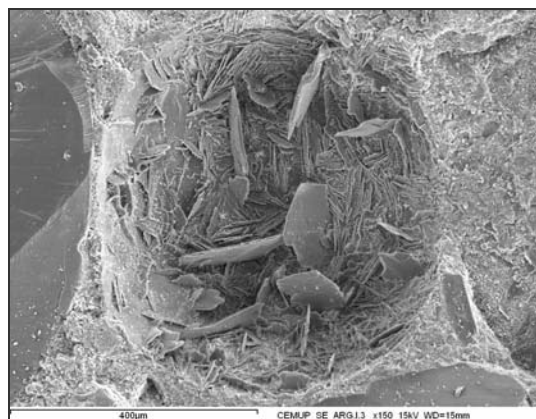
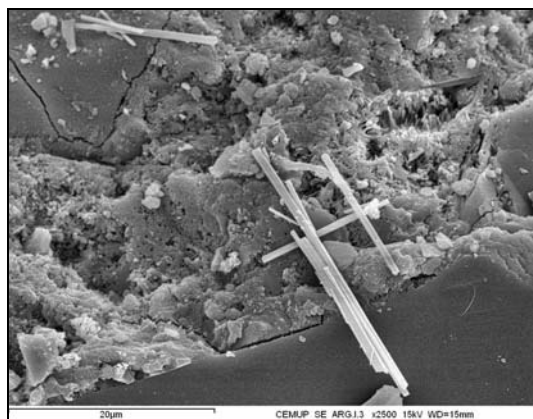


Figura 5.27 – Imagem e espectro da amostra entre 3 e 4 mm de profundidade da argamassa AMIV.

Em zonas mais profundas, a cerca de 20 mm, todas as argamassas se mostraram ricas em sílico-aluminatos de cálcio, quartzo e portlandite, sendo a argamassa de referência a que exibiu maiores quantidades de portlandite. Mostraram também etringite. Nas Figuras 5.28, 5.29, 5.30, 5.31 e 5.32 apresentam-se alguns aspectos mais significativos das diferentes argamassas.



Portlandite a preencher um poro



Agulhas de etringite

Figura 5.28 – Imagens da amostra a 20 mm de profundidade da argamassa AMI.

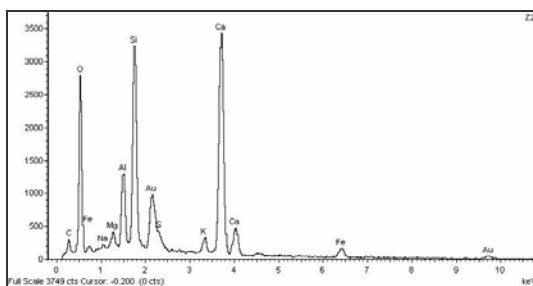
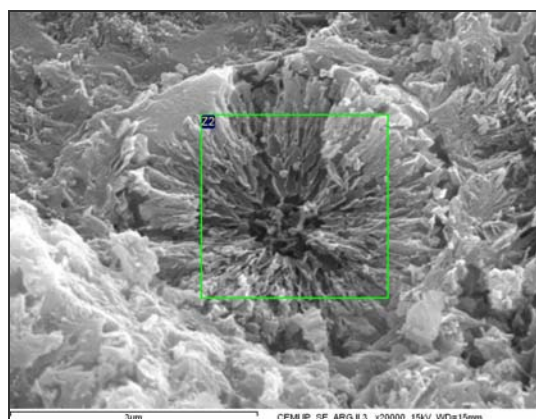


Figura 5.29 – Imagem e espectro da amostra a 20 mm de profundidade da argamassa AMII.

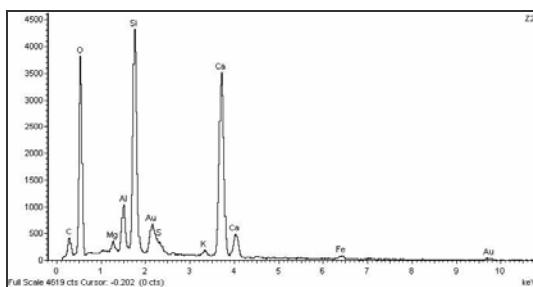
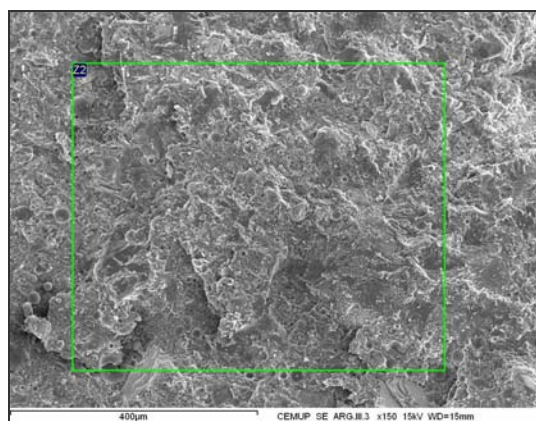


Figura 5.30 – Imagem e espectro da amostra a 20 mm de profundidade da argamassa AMIII.

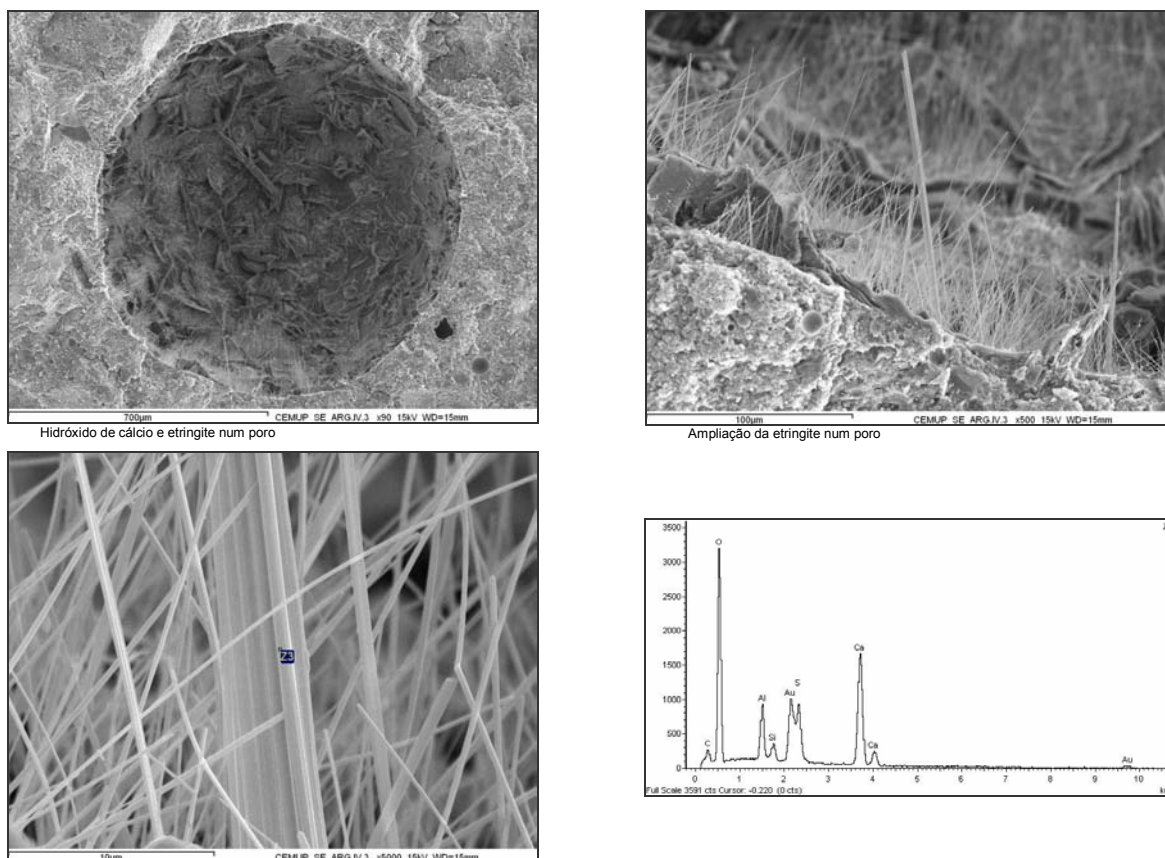


Figura 5.31 – Imagens e espectro da amostra a 20 mm de profundidade da argamassa AMIV.

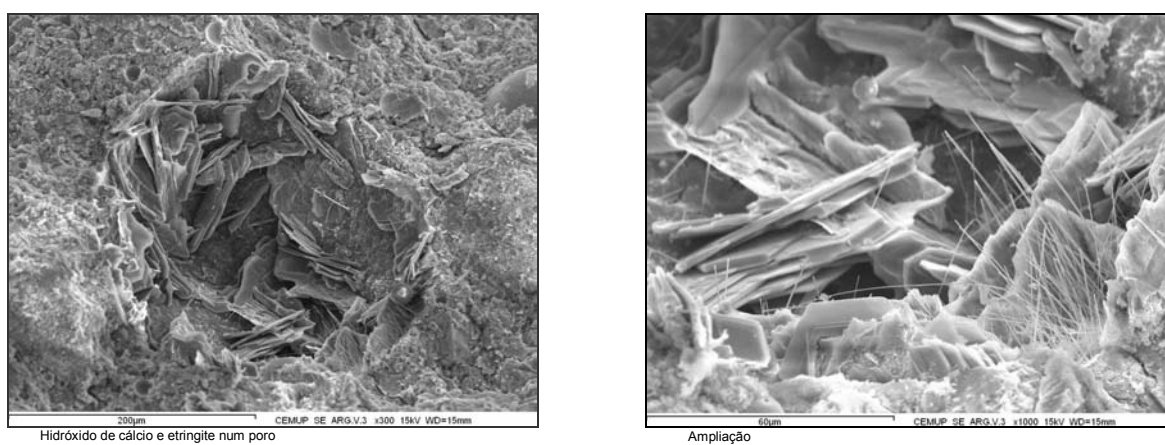


Figura 5.32 – Imagens da amostra a 20 mm de profundidade da argamassa AMV.

## 5.5 DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

Uma vez que as argamassas tinham na sua composição cinzas volantes, e sabendo que as cinzas retardam a presa do cimento e baixam as resistências mecânicas nas primeiras idades, determinaram-se quer para o cimento, quer para as misturas de cimento com diferentes percentagens de cinzas volantes, o tempo de presa e as resistências à flexão e à compressão das argamassas.

Os resultados obtidos nestes ensaios foram comparados com os enviados pela SECIL. No Quadro 5.13 apresenta-se a comparação entre os dois resultados.

As resistências à flexão são da mesma ordem de grandeza e as resistências à compressão só mostram diferenças significativas no ensaio aos 28 dias.



Verificou-se uma diferença substancial no tempo início e fim de presa. Uma das explicações para se ter obtido neste trabalho um tempo de presa muito superior poderia residir no facto de o cimento ser rico em sulfatos. Esta circunstância motivou a realização do ensaio do teor em sulfatos, tendo-se verificado que os resultados eram semelhantes. Outra das explicações seria a existência de matéria orgânica nas argamassas, o que é praticamente impossível, uma vez que a areia utilizada é normalizada e controlada (CEN) e a água potável.

Quadro 5.13 – Comparação dos resultados dos ensaios do cimento.

	SECIL	Dissertação
<b>Tempo de presa (água)</b>		
<b>Início</b>	105 min.	135 min.
<b>Fim</b>	140 min.	220 min.
<b>Resistência mecânica</b>		
<b>Flexão</b>		
<b>2 dias</b>	6,3 MPa	5,9 MPa
<b>7 dias</b>	8,3 MPa	8,0 MPa
<b>28 dias</b>	10,0 MPa	9,0 MPa
<b>Compressão</b>		
<b>2 dias</b>	33,5 MPa	29,9 MPa
<b>7 dias</b>	45,8 MPa	43,5 MPa
<b>28 dias</b>	59,0 MPa	50,8 MPa

No entanto, a análise por MEV revelou a existência, nas argamassas, de uma reacção sulfática com formação de gesso à superfície (apenas nas argamassas AMIII e AMV) e etringite em profundidade. Uma vez que a análise química semi-quantitativa das cinzas volantes não mostrou conter enxofre, este elemento só pode ter origem no cimento. Embora o valor do ensaio ao teor em sulfatos esteja dentro do permitido, inferior a 4,5% (NP EN 197-1, 2001), deve referir-se que, com a entrada em vigor da legislação europeia, os valores limite especificados foram aumentando consecutivamente. O valor máximo especificado no Caderno de Encargos de Cimento Portland (1956), 3%, aumentou em 1% na norma NP 2064 (1991), não sendo alterado na posterior emenda (1993), e sido fixado em 4,5% na norma actual. Caso se considerasse o antigo valor do Caderno de Encargos de Cimento Portland, o cimento utilizado nas argamassas ultrapassava o permitido. Na realidade, com valores de teor em sulfatos dentro dos permitidos pela actual lei, desenvolveu-se em muito pouco tempo uma reacção sulfática em todas as argamassas.

Os resultados da porosidade livre estão muito coerentes com a bibliografia em geral. A porosidade diminui quando aumenta a quantidade de ligante e/ou a quantidade de cinzas volantes. Assim, as argamassas menos porosas são as argamassas AMII e AMIII porque têm maior quantidade de ligante ( $675 \text{ kg/m}^3$ ) e a AMIII é menos porosa que a AMII, uma vez que tem maior percentagem de cinzas (mais 10%). As argamassas AMIV e AMV, com cinzas, são menos porosas que a argamassa de referência, sem cinzas, contendo todas a mesma quantidade de ligante ( $450 \text{ kg/m}^3$ ). A argamassa AMIV é mais porosa que a AMV dado que esta tem mais 10% de cinzas do que a AMIV.

Comparando os resultados da porosidade livre em argamassas (Quadro 5.11) e betões (Quadro 4.6) constata-se que a introdução de cinzas volantes permite obter valores de porosidade para argamassas da mesma ordem de grandeza das de um betão de muito boa qualidade. Refere-se que os ensaios, realizados em provetes de dimensões diferentes, podem não ser comparáveis. Contudo considerou-se uma dimensão dos provetes de betão compatível com a máxima dimensão do agregado para ser representativo do material betão e uma altura dos provetes de argamassas de cerca de 40 mm

aconselhada por Ramos (2001). Por este motivo as ordens de grandeza dos valores do ensaio não devem ser muito diferentes das calculadas.

Em relação aos ensaios do porosímetro de mercúrio, numa primeira análise, parecem não estar coerentes. No entanto, é de referir que na argamassa de referência está contabilizada praticamente toda a microporosidade ao contrário do que acontece nas argamassas com cinzas.

Considerando que o mercúrio não penetra poros de muito pequena dimensão verifica-se que as argamassas com maior quantidade de poros não penetrados são as argamassas II e III, seguindo-se a IV e V. Na argamassa de referência verificou-se uma penetração de mercúrio quase total, significando que enquanto que a porosidade total da argamassa de referência não deve estar longe da real, o mesmo não se deve passar com as argamassas com cinzas. Os valores da macroporosidade e microporosidade são calculados a partir da porosidade total, sendo portanto afectados pelo mesmo erro. Assim, este método não parece ser adequado ao estudo destas argamassas que têm uma percentagem significativa de poros de reduzida dimensão.

Para definir a porometria das argamassas com cinzas será necessário recorrer a outras técnicas, como por exemplo, as propostas por Castro (1977) designadamente o método da placa de sucção para poros com diâmetros compreendidos entre os 2,97 e 2973  $\mu\text{m}$ , o método da membrana de pressão para poros entre os 0,19 e 2,97  $\mu\text{m}$  e o método do exsiccador de vazio para poros com diâmetros situados entre os 0,0003 e 0,09  $\mu\text{m}$ .

Os ensaios de capilaridade mostraram que a velocidade de penetração de água é superior na argamassa de referência, sendo ligeiramente inferior nas argamassas em que as cinzas foram usadas como substituição (AMIV e AMV) e significativamente inferior nas argamassas em que as cinzas foram usadas como adição (AMII e AMIII).

Estes resultados não estão coerentes com os resultados da porosidade livre às 48 horas. Infelizmente, não se podem analisar estes resultados, face à definição incompleta da porometria.

Os ensaios de evaporação mostraram que a velocidade de evaporação de água é muito superior, nos primeiros dias, na argamassa de referência, no entanto a estabilização é conseguida muito mais rapidamente nas argamassas com cinzas. Entre estas, tal como no ensaio de capilaridade, as argamassas AMII e AMIII estabilizaram mais rapidamente.

A profundidade de carbonatação é insignificante, no entanto, a análise por MEV mostrou uma frente compacta de cristais de calcite à superfície, não se encontrando, imediatamente abaixo, carbonato de cálcio. Acredita-se que a frente tenha protegido a amostra de posterior carbonatação, quer por ser menos porosa, quer por a calcite não reagir com o dióxido de carbono, funcionando como uma camada passiva.

As observações e análises por MEV revelaram uma reacção sulfática em todas as amostras, com origem no cimento, como referido anteriormente.





## 6 CONCLUSÃO E DESENVOLVIMENTO FUTURO

Na exposição que agora se conclui procurou-se avaliar da influência da proximidade do mar em estruturas de betão. Contudo, os viadutos do porto de Leixões seleccionados para a realização deste trabalho, viaduto da Via Rápida, viadutos de acesso à Ponte Móvel e viaduto do Terminal de Petroleiros, haviam sido reparados. Assim, não foi possível encontrar betões comparáveis, ficando o primeiro objectivo do trabalho por cumprir. No entanto, tanto a análise das composições e dos ensaios dos betões, realizados aquando da execução dos viadutos, como os ensaios actualmente efectuados sobre amostras extraídas das obras, permitiram a realização de um trabalho que se entende coerente e com conclusões com interesse.

No presente trabalho foram estudadas três obras, desde a análise dos seus projectos, dos ensaios dos materiais utilizados, da composição dos betões, dos registos diários de cada obra e das ocorrências anormais assinaladas pela fiscalização. Foram também estudados os relatórios de inspecções realizadas e respectivos projectos de obras de reabilitação.

Após a análise de todos estes elementos, foi efectuada uma inspecção visual com levantamento fotográfico e recolha de tarolos e amostras de betões aparentemente não degradados e de betões com deteriorações visíveis, assim como de manchas, escamas e eflorescências. As carotes foram ensaiadas à compressão e determinada a porosidade às 48 horas, a profundidade de carbonatação e a penetração de cloretos. Todas as amostras foram ainda estudadas petrograficamente, recorrendo ao microscópio electrónico de varrimento.

O número de amostras, particularmente de tarolos, é muito reduzido face ao volume de betão envolvido na obra, no entanto, conjuntamente com as amostras retiradas de partes de betão e de deteriorações e com a extensa informação sobre os betões aplicados nas obras, foi possível desenvolver um trabalho e interpretar resultados de forma coerente.

Por último, dado que são bem conhecidos os benefícios da utilização de cinzas volantes como adições no betão, caracterizaram-se algumas propriedades de quatro argamassas, com diferentes dosagens de cinzas na sua composição, e de uma argamassa de referência apenas com cimento portland. Efectuaram-se ensaios de resistências mecânicas, por flexão e por compressão, de determinação da profundidade de carbonatação, assim como os necessários à definição do meio poroso: ensaio de absorção de água por capilaridade, ensaio de porosidade livre às 48 horas, ensaio de evaporação e determinação da porometria com porosímetro de mercúrio. Foram também observadas e analisadas, por microscopia electrónica de varrimento, amostras das diferentes argamassas.

Apresenta-se em seguida uma síntese das considerações mais relevantes, já que as conclusões relativas a cada um dos temas analisados se descrevem no final de cada capítulo.

Actualmente, existe uma tendência para se descurar o registo das ocorrências diárias de uma obra. Nestas obras os registos da construção foram de excelente qualidade, no entanto os registos das obras de reabilitação foram bastante incipientes. A realização deste trabalho estaria fortemente comprometida caso não existissem registos.

As características do cimento portland utilizado nas diferentes obras nem sempre foram as mesmas. Enquanto que no viaduto da Via Rápida o cimento era mais rico em silicato bicálcico do que em silicato tricálcico, no viaduto do Terminal de Petroleiros passava-se o contrário. Infelizmente, não se dispõem de dados em relação aos viadutos de acesso à Ponte Móvel. Do ponto de vista do ataque químico ao betão o cimento com maior quantidade de silicato bicálcico é mais resistente. Na realidade, os betões analisados do viaduto da Via Rápida mostraram, ao fim de cerca de 45 anos, um ataque, ainda incipiente, por sulfatos de origem exterior ao betão, muito provavelmente contidos nas águas do rio Leça. O viaduto do Terminal de Petroleiros mostrou um número muito significativo de reacções com a água do mar.

No entanto, estas reacções verificaram-se mais intensamente em zonas fendilhadas, não se podendo atribuir o estado deste betão simplesmente à composição do cimento, uma vez que este viaduto, além de se localizar num ambiente bastante mais agressivo que os restantes, também apresenta problemas estruturais, conduzindo à existência de fissuras muito abertas em algumas zonas que são caminhos preferenciais de entrada de agentes agressivos.

Verificou-se, de uma maneira geral, uma quebra da resistência dos betões mergulhados na água da bacia do porto de Leixões ao fim de três anos. Esta perda de resistência deve ter origem no desenvolvimento de uma reacção sulfática, com formação de produtos expansivos.

Nas inspecções efectuadas às obras não foram analisados os ataques químicos ao betão, o que é de estranhar, atendendo ao ambiente em que estas obras estão implantadas e ao facto de haver sintomas destas reacções (fissuração aleatória).

Nas duas obras onde, recentemente, foram efectuadas inspecções por empresas especializadas, viadutos de acesso à Ponte Móvel e do Terminal de Petroleiros, foram detectadas espessuras de recobrimento bastante inferiores às preconizadas pela norma actual. Esta norma prevê, para uma vida útil inferior a 30 anos, espessuras de recobrimento de elementos pré-esforçados da ordem dos 40 mm nos viadutos de acesso à Ponte Móvel e 50 mm no viaduto do Terminal de Petroleiros. Se bem que a norma não seja específica para obras de reparação, seria de esperar que, em viadutos, se cumprissem estes valores mínimos.

Efectivamente as últimas reparações nestas duas obras prologaram a vida útil, treze anos no viaduto da Ponte Móvel e oito anos no viaduto do Terminal de Petroleiros, tempo que se considera muito curto para os custos envolvidos neste tipo de reparação.

O viaduto do Terminal de Petroleiros apresenta um problema estrutural, com origem no excesso de tensões de compressão provocadas pelo cabo de pré-esforço no betão e que não são absorvidas por uma armadura passiva, não prevista no projecto original, causando a abertura de fendas. Assim, pensa-se que sem resolver o problema estrutural, as reparações estão à partida condenadas ao insucesso, facto reforçado pelo estado actual desta obra reparada há oito anos. Não se pode esquecer o perigo que esta obra apresenta de ocorrer uma corrosão sob tensão, uma vez que é uma obra em betão pré-esforçado inserida num ambiente muito agressivo. Este tipo de corrosão é particularmente gravoso, dado

que a progressão de uma fissura é muito rápida, provocando a rotura brusca e frágil no metal mesmo sem a superfície do betão mostrar sinais de ataque.

No entanto, a argamassa de restauro aplicada na obra de reabilitação de 1995 do viaduto do Terminal de Petroleiros mostrou-se eficaz no que diz respeito à penetração de agentes agressivos em zonas de vigas de betão que actualmente não mostram avarias, o que evidencia que a penetração da carbonatação ou de cloretos, que estão na origem da corrosão generalizada desta obra, faz-se preferencialmente pelas fissuras estruturais.

A profundidade de carbonatação em elementos estruturais de betões sem qualquer tratamento é muito pequena (máxima de 5 mm em 45 anos). Ignora-se se a camada de gesso formada sobre estes betões com origem na contaminação ambiental funcionou como protecção em relação à penetração da carbonatação. A profundidade de carbonatação em elementos estruturais com argamassas de reparação varia consoante a composição do tratamento, sendo o tratamento do viaduto do Terminal de Petroleiros, que mostrou na sua composição, à superfície, um esqueleto contínuo rico em carbono sob uma camada rica em titânio, o mais eficaz por não ter permitido a penetração da carbonatação nos últimos oito anos.

Os teores em cloretos totais determinados em alguns elementos estruturais destas obras, inseridas num ambiente marinho ou na sua proximidade, mostraram valores inferiores aos permitidos pela actual legislação para os cloretos no betão, constituídos pela soma dos cloretos totais de cada um dos materiais seus constituintes.

O controlo da composição das argamassas de reparação é fundamental, uma vez que, nos viadutos da Ponte Móvel, a argamassa de revestimento era rica em cloro, elemento claramente agressivo para a corrosão do betão armado e pré-esforçado. É evidente que ensaios de envelhecimento acelerado destes tratamentos, para avaliar a sua eficácia, também devem ser feitos.

Alguns betões de todos os viadutos mostraram reacções sulfáticas. O betão do viaduto da Via Rápida, apenas em alguns elementos estruturais sujeitos à ascensão de águas oriundas do solo, apresentou uma reacção sulfática incipiente, ao fim de perto de 45 anos, tendo somente um dos elementos exibido fissuração, embora com fendas de pequena abertura. O viaduto da Ponte Móvel também mostrou uma reacção sulfática ainda incipiente e sem manifestações visíveis em alguns elementos estruturais. A origem dos sulfatos é a mesma da do viaduto da Via Rápida, contaminação pela água do rio Leça. Finalmente, o viaduto do Terminal de Petroleiros apenas apresentou uma reacção sulfática com fissuração aleatória (fendas de abertura muito reduzida) numa viga exposta aos salpicos do mar.

A observação das figuras da penetração do carbonato de cálcio em carotes extraídas do betão, aparentemente sem deteriorações, e que se revelaram carbonatadas no teste da fenolftaleína, exibiu quer cristais de pequenas dimensões, mais ou menos dispersos, quer cristais de maiores dimensões, concentrados, mas em zonas relativamente afastadas. Em alguns tarolos não se conseguiu sequer isolar o carbonato de cálcio, sendo apenas a sua presença revelada nas análises químicas semi-quantitativas.

Esta observação contraria um grande número de autores, que referem que a formação de cristais de calcite a partir da superfície, origina uma frente constituída por este mineral, que trava a progressão da carbonatação porque, por um lado, torna o meio menos poroso e, por outro lado, funciona como substância passivante.

As figuras de carbonatação, observadas nas argamassas estudadas em laboratório, estão de acordo com as referidas por esses autores, observando-se à superfície uma grande frente compacta de cristais de calcite, de diversos tamanhos, que efectivamente travou a progressão da carbonatação, uma vez que a 1 mm de espessura não se encontrou carbonato de cálcio. Esta observação parece importante, indicando que as figuras de carbonatação devem depender, quer do teor em dióxido de carbono, quer da porosidade dos betões e argamassas. Assim, as mesmas figuras devem ser bem estudadas nos ensaios de carbonatação acelerada, uma vez que os teores de dióxido de carbono são muito elevados e a existência de uma frente compacta de cristais de calcite à superfície, trava a velocidade de carbonatação. Nos betões estudados, expostos ao ambiente natural, este facto não foi verificado.

O estudo da composição dos betões de forma a obter betões muito compactos é o factor principal para a sua durabilidade, como foi comprovado no viaduto da Via Rápida.

A influência da proximidade do mar nestas três estruturas de betão, viadutos da Via Rápida, de Acesso à Ponte Móvel e do Terminal de Petroleiros, não pode ser avaliada, uma vez que as três obras já foram objecto de trabalhos de reabilitação e antes destas intervenções não foi efectuada qualquer análise às deteriorações dos viadutos, nem quantificada a penetração de agentes agressivos.

As cinzas volantes reduziram significativamente a porosidade das argamassas que mostraram captar menos água por absorção capilar e evaporar água mais rapidamente.

A definição da porometria das argamassas com cinzas volantes não pode ser efectuada pelo método do porosímetro de mercúrio, devido à elevada quantidade de poros de dimensões reduzidas não quantificados por este método.

O teor em sulfatos permitido pela legislação actual para os cimentos deve ser repensado, uma vez que um cimento com teor inferior ao permitido originou, ao fim de cerca de um ano e meio, em ambiente não contaminado (laboratório), uma reacção sulfática.

Sobre o prosseguimento dos estudos que se referem nesta dissertação, salienta-se:

Estudar betões submersos, não abordados neste trabalho e esclarecer a quebra de resistência à compressão nos betões mantidos na bacia do porto de Leixões.

Realizar uma campanha de extracção de tarolos em maior número e em diferentes betões, eventualmente complementadas com outras amostras de partes de betões e deteriorações, para reforçar

algumas das conclusões. É importante não perder a oportunidade para recolher amostras de betão nos viadutos da Ponte Móvel, actualmente com uma intervenção, que inclui a demolição de betões.

Efectuar acções de divulgação que consciencializem os projectistas e as entidades promotoras de obras da falta de controlo na utilização das argamassas de reparação.

Estudar as figuras de carbonatação em diferentes betões e argamassas, com diferentes porosidades, quer carbonatados naturalmente quando expostos a diferentes ambientes, quer em ensaios de carbonatação acelerados.

Prosseguir o estudo das argamassas de restauro, avaliando a sua eficácia através de ensaios acelerados de penetração de carbonatação e cloretos.





## BIBLIOGRAFIA

- 1932, ***“Cláusulas especiais para o fornecimento e recepção do cimento portland destinado a obras sujeitas à acção de águas salinas”*** Decreto-lei nº 20918 de 20 de Fevereiro de 1932
- 1935, ***“Regulamento do Betão Armado”***, Rodrigues, Fonseca & Carvalho, Porto, 70 pp.
- 1956, ***“Cimento portland normal. Caderno de encargos para o seu fornecimento e recepção”***, Decreto-lei nº 40870 de 22 de Novembro de 1956, 63 pp.
- 1960, ***“Caderno de encargos para o fornecimento e recepção de pozolanas”*** Decreto-lei nº 42999 de 1 de Junho de 1960, 52 pp.
- Andrade, C., Alonso, C., Sarriá, J., Castellote, M., 1998, ***“Conceptos básicos sobre corrosión de armaduras”***, Proc XIV Curso de Estudios Mayores de la Construcción, Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja, Consejo Superior de Investigaciones Científicas, Madrid, 21 pp.
- ASTM, 1998, ***“ASTM C 109 – Standard test method for compressive strength of hydraulic cement mortars”***, Annual Book of ASTM Standards, American Society of Testing Materials, Volume 04-01, Philadelphia.
- ACI, 1992, ***“Guide to durable concrete”***, ACI 201.2R-92, ACI Manual of Concrete Practice, Part 1: Materials and General Properties of concrete, Detroit, 41 pp.
- ACI, 1994, ***“Effect of restraint, volume change, and reinforcement on cracking of mass concrete”***, ACI 207.2R-90, ACI Manual of Concrete Practice, Part 1: Materials and General Properties of concrete, Detroit, 18 pp.
- APDL, 1949, ***“O Porto de Leixões – 1949”***, Administração dos Portos do Douro e Leixões, Ministério das Comunicações, Porto, 39 pp.
- APDL, 1955-1958, ***“Ensaio, Fornecimento e Recepção de Pozolanas – Processo 17”***, Administração dos Portos do Douro e Leixões, Matosinhos.
- APDL, 1955-1960, ***“Ensaaios de Blocos de Betão – Processo 17B”***, Administração dos Portos do Douro e Leixões, Matosinhos.
- APDL, 1955-1959, ***“Ensaio, Fornecimento e Recepção de Cimento Portland – Processo 179”***, Administração dos Portos do Douro e Leixões, Matosinhos.
- APDL, 1956 -1961, ***“Participações diárias – Obra D”***, Administração dos Portos do Douro e Leixões, Matosinhos.
- APDL, 1957-1960, ***“Participações diárias – Obra M2”***, Administração dos Portos do Douro e Leixões, Matosinhos.
- APDL, 1959-1961, ***“Ensaio, Fornecimento e Recepção de Materiais – Processo 21.0”***, Administração dos Portos do Douro e Leixões, Matosinhos.
- APDL, 1961 e 1966-1969, ***“Ensaaios de Blocos de Betão – Processo 21.0.1.”***, Administração dos Portos do Douro e Leixões, Matosinhos.
- APDL, 1966, ***“Leixões : o Porto de Leixões”***, Administração dos Portos do Douro e Leixões – Ministério das Comunicações, Porto, 82 pp.
- APDL, 1991-1993, ***“Projecto de beneficiação dos viadutos de acesso à Ponte Móvel em Leixões – Participações da Fiscalização”***, Administração dos Portos do Douro e Leixões, Matosinhos.

- APDL, 2006, ***"Galeria de imagens: Leixões"***, Administração dos Portos do Douro e Leixões, <https://www.apdl.pt/momentos/index.php?idcategoria=19>.
- APDL, 2005, ***"O porto de Leixões: Mapa do Porto"***, Administração dos Portos do Douro e Leixões, <https://www.apdl.pt/gca/index.php?id=187>.
- Appleton, J. e Costa, A., 1994, ***"Deterioração e reparação das docas dos estaleiros navais da Setenave"***, Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas, nº37, Junho 1994.
- Appleton, J. e Rito, A., 1998, ***"Inspeção da ponte da Figueira da Foz e dos viadutos de acesso"***, Jornada de Engenharia de Estruturas JPEE: 98, Lisboa, pp. 527-536.
- Appleton, J. e Costa, A., 2001, ***"Caso de estudo: viaduto Duarte Pacheco em Lisboa"***, Seminário de degradação de estruturas por reacções expansivas de origem interna, LNEC e Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Lisboa, 22 pp.
- Baron, J. e Ollivier, J.-P., 1992, ***"La durabilité des bétons"***, Presses de l'école nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 453 pp.
- Begonha, A. e Sequeira Braga, M. A., 1996, ***"Characterization of black crusts in thin black layers in granitic monuments: the role of air pollution"***, Proceedings of the European Commission Workshop Degradation and Conservation of Granitic Rocks in Monuments, Ed. M. A. Vicente, J. Delgado Rodrigues, J. Acevedo, Protection and Conservation of European Cultural Heritage, Research Report nº5, pp. 121-126.
- Begonha, A., 2001, ***"Meteorização do granito e deteriorações da pedra em monumentos e edifícios da cidade do Porto"***, FEUP, Porto, 445 pp.
- Bier, T., 1987, ***"Influence of type of cement and curing on carbonation progress and pore structure of hydrated cement paste"***, Materials Research Society Symposium, 85, pp. 123-134.
- Bérubé, M. e Carles-Gibergues, A., 1992, ***"La durabilité des bétons face à l'alcali-réaction"***, La durabilité des bétons, Presses de l'école nationale des Ponts et Chaussées, Paris, p.285-350.
- Bérubé, M., Duchesne, J., Dorion, J. e Rivet, M., 2002, ***"Laboratory assesement of alkali contribution by aggregates to concrete and application to concrete structures affected by alkali-silica reactivity"***, Cement and Concrete Research, Vol. 32 (8), pp. 1215-1227.
- Buil, M., Ollivier, J.-P., 1992, ***"Conception des bétons: la structure poreuse"***, La durabilité des bétons, Presses de l'école nationale des Ponts et Chaussées, Paris, p.57-105.
- Bre Digest, 1982, ***"The durability of steel in Concrete: Part 2. Diagnosis and assessment of corrosion-cracked concrete"***, Digest 264, Building Research Establishment, Garston, Watford.
- Broomfield, J., 1997, ***"Corrosion of steel in concrete – Understanding, investigation and repair"***, E & FN Spoon, London, 240 pp.
- Browne, R., 1980, ***"Marine durability survey of the Tongue Sand Tower"***, Concrete in the Oceans Technical Report, P4 Final Report. Cement and Concrete Association, London.
- Byjors, K., 1986, ***"Chloride binding in cement paste"***, Nordic Concrete Research, vol. 5, p. 27.
- Castro, E., 1977, ***"Détermination da la porométrie et de la surface spécifique des pierres par les essais de succion"***, LNEC, Memória nº490, Lisboa, 16 pp.
- Castro, E., Delgado Rodrigues, J. e Cravo, M., 1991, ***"Estudo relativo à acção dos pombos sobre a pedra das igrejas do Carmo e das Carmelitas, no Porto, e de São Gonçalo, em Amarante"***, Relatório do LNEC 44/91 – GERO/NQ, Lisboa, 27 pp.

- Casanova, I., 1997, ***“Tecnología y Terapéutica del Hormigón Armado (parte 1ª)”***, Instituto Técnico de la Construcción, Alicante, 960 pp.
- Catarino, J. e Santos Silva, A., 2001, ***“A recent large bridge affected by AAR and internal sulphate attack”***, Seminário de degradação de estruturas por reacções expansivas de origem interna, LNEC e Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Lisboa, 7 pp.
- Chang, R., 1994, ***“Química”***, McGraw-Hill, Lisboa, 1187 pp.
- Cravo, M., 1995, ***“Alteração da pedra da igreja de S. Gonçalo de Amarante: a acção dos pombos.”***, Monumentos, nº3, pp. 36-41.
- Central Intelligence Agency (C.I.A.), 2006, ***“World Fact Book”***, Central Intelligence Agency, <https://www.cia.gov/cia/publications/factbook/geos/xx.html#People>.
- CEMCO, 1998, ***“Durabilidad de Estructuras de Hormigón: vida útil, Refuerzo y Reparación”***, XIV Curso de Estudios Mayores de la Construcción, Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja, Consejo Superior de Investigaciones Científicas, Madrid, 386 pp.
- Correia de Araújo, F. e Campos e Matos, A., 1955, ***“Ampliação do Porto Comercial de Leixões – 1ª Fase – Projecto dos Viadutos da Via Rápida – Obra D”***, Porto.
- Correia de Araújo, F. e Campos e Matos, A., 1956, ***“Porto Comercial de Leixões – 1ª Fase – Projecto da Ponte Móvel e seus Viadutos – Obra M – Viadutos de Acesso”***, Porto.
- Collepardi, M., 2003, ***“A state-of-the-art review on delayed ettringite attack on concrete”***, Cement and Concrete Composites, Vol. 25, pp. 401-407.
- Costa A., 1997, ***“Durabilidade de Estruturas de Betão Armado em Ambiente Marítimo”***, Tese para obtenção do grau de Doutor em Engenharia Civil, Universidade Técnica de Lisboa, Instituto Superior Técnico, 563 pp.
- CEB, 1992, ***“Durable Concrete Structures. Design Guide”***, Thomas Telford Services Ltd., Londres, 112 pp.
- CEB, 1997, ***“New approach to durability design – An example for carbonation induced corrosion”***, Bulletin d'Information nº238, Lausanne, 143 pp.
- CEB-FIP, 1999, ***“Structural Concrete – Textbook on Behaviour, Design and Performance – Updated knowledge of the CEB/FIP Model Code 1990”***, Volume 3, 269 pp.
- Davies, H., 1996, ***“Concrete Repair, Rehabilitation and Protection”*** Dhir R. K., Jones M. R., editors, E. & F. Spon, Londres, pp.723-33.
- Detriché, C. H., 1992, ***“La maîtrise de la fissuration précoce: condition de la durabilité des ouvrages”***, La durabilité des bétons, Presses de l'école nationale des Ponts et Chaussées, Paris, p.107-128.
- Debès, G., 1939, ***“Maçonneries. Béton, béton armé. Tome I : Chaux et ciments mortiers – béton”***, Librairie de l'enseignement technique, Léon Eyrolles, Paris, 458 pp.
- Divet, L., 2001a, ***“Les réactions sulfatiques internes: les différentes sources de sulfates, les mécanismes et les facteurs déterminants”***, Seminário de degradação de estruturas por reacções expansivas de origem interna, LNEC e Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Lisboa, 26 pp.

- Divet, L., 2001b, ***“Les réactions sulfatiques internes au béton: contribution à l'étude des mécanismes de la formation différée de l'ettringite”***, Études et Recherches des Laboratoires des Ponts et Chaussées, Laboratoire Central de Ponts et Chaussées, Paris, 227 pp.
- DURAR – Durabilidad de la armadura, 1997, ***“Manual de inspeccion , evaluacion y diagnostico de corrosion en estructuras de hormigón armado.”*** CYTED – Programa Iberoamericano de Ciencia y Tecnología para el Desarrollo, Rio de Janeiro, 208 pp.
- Duval, R., 1992, ***“La durabilité des armatures et du béton d'enrobage”***, La durabilité des bétons, Presses de l'école nationale des Ponts et Chaussées, Paris, p.173-225.
- Duval, R. e Hornain, H., 1992, ***“La durabilité des bétons vis-à-vis des eaux agressives”***, La durabilité des bétons, Presses de l'école nationale des Ponts et Chaussées, Paris, p.351-391.
- Esteves Ferreira, M., 1999, ***“A normalização dos produtos da construção e o desenvolvimento sustentado. Alguns aspectos fundamentais.”***, ATIC Magazine nº23, p.13-22.
- EN 1992-1-1, 2004, ***“Eurocódigo 2: Projecto de estruturas de betão. Parte 1.1: Regras gerais e regras para edificios”***, Instituto Português da Qualidade, 268 pp.
- ENV 1991-1, 1994, ***“Eurocode 1: Basis of design and actions on structures. Part 1: Basis of desing”***, CEN, 85 pp.
- ENARCO – Gabinete de Engenharia e Arquitectura, Lda, 1966, ***“Terminal Marítimo para Petroleiros em Leixões”***, Lisboa.
- GEESTRADAS, 1999-2001, ***“Reordenamento das Ligações Rodoviárias ao Porto de Leixões – 2ª Fase – Relatórios Diários”***.
- GEG, 1990, ***“Projecto de beneficiação dos viadutos de acesso à Ponte Móvel em Leixões”***, Gabinete de Estruturas e Geotecnia, Porto.
- GEG, 1993, ***“Beneficiação do Viaduto no Ante Porto do Terminal para Petroleiros – Projecto”***, Gabinete de Estruturas e Geotecnia, Porto.
- GEG, 1999, ***“Reordenamento das Ligações Rodoviárias ao Porto de Leixões – Obras de Arte – Projecto de Estruturas – Alargamento do Viaduto da Via Rápida”***, Gabinete de Estruturas e Geotecnia, Porto.
- GEG, 2005, ***“Terminal de Petroleiros – Projecto de Reabilitação das Estruturas de Betão”***, Gabinete de Estruturas e Geotecnia, Porto.
- Gonçalves, A., 1987, ***“Resistência do betão nas estruturas”***, Tese apresentada a concurso para obtenção do grau de Especialista e para acesso à categoria de Investigador Auxiliar do LNEC, LNEC, Lisboa, 369 pp.
- Gonçalves, A., 1999, ***“Durabilidade real e potencial do betão”***, Programa de Investigação apresentado a concurso de acesso à categoria de Investigador – Coordenador do LNEC, LNEC, Lisboa, 226 pp.
- Gjorv, O., Baerland, T. e Ronning, H., 1990, ***“Increasing service life of roadways and bridges”***, Concrete International, 12, nº1, pp. 45-48.
- Gjorv, O., 1998, ***“Controlled service life of concrete structures and environmental consciousness”***, Seminário IDITE, Minho, Braga, 13 pp.
- Hammecker, C., 1993, ***“Importance des transferts d'eaux dans la dégradation des pierres en oeuvre”***, Tese de doutoramento, Université Louis Pasteur de Strasbourg, Strasbourg, 254 pp.

- Hobbs, D., 1988, ***“Alkali-silica reaction in concrete”***, Thomas Telford Services, Limited, London, 183 pp.
- Instituto Portuário e dos Transportes Marítimos, 2006, “Historial”, Instituto Portuário e dos Transportes Marítimos, <http://www.imarpor.pt/main/hist.htm>.
- Jensen, V., 1993, ***“Alkali-aggregate reaction in southern Norway”***, Doctor Technicae Thesis, Division of Geology and Mineral Resources Engineering, The Norwegian Institute of Technology, University of Trondheim, Trondheim, 324 pp.
- Kropp, 1995, ***“Chloride in concrete”***, Performance Criteria for Concrete Durability, RILEM Report 12, E. & F. N. Spoon Londres, pp. 138-161.
- Laplante, P., Aïtcin, P.-C. e Vézina, D., 1991, ***“Abrasion resistance of concrete”***, Journal of Material in Civil Engineering, 3, nº1, pp. 19-28.
- Larbi, L. A., 1993, ***“Microstructure of the interfacial zone around aggregate particles in concrete”***, Heron, 38, nº1, 69 pp.
- Larive, C., 1998 ***“Apports combinés de l’expérimentation et de la modélisation à la compréhension de l’alcali-réaction et de ses effets mécaniques”***, Études et Recherches des Laboratoires des Ponts et Chaussées, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris, 404 pp.
- Lawrence, C., 1995 ***“Mortar expansions due to delayed ettringite formation. Effects of curing period and temperature”***, Cement and Concrete Research, Vol. 25 (4), pp. 903-914.
- Le Roux, A., 2001, ***“Les mécanismes mis en jeu dans les dégradations dues à l’alcali-réaction”***, Seminário de degradação de estruturas por reacções expansivas de origem interna, LNEC e Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Lisboa, 22 pp.
- LNEC, 1971, ***“Inertes para Argamassas e Betões – Determinação do Teor em Halogenetos. Especificação E 253”***, 2 pp.
- LNEC, 2005a, ***“Agregados para betões – Características e requisitos de conformidade, Especificação E 467”***, 4 pp.
- LNEC, 2005b, ***“Betões – Metodologia prescritiva para a vida útil de projectode 50 e 100 anos face às acções ambientais, Especificação E 464”***, 14 pp.
- LNEC, 2005c, ***“Betões – Metodologia para estimar as propriedades de desempenho do betão que permitem satisfazer a vida útil de projecto de estruturas de betão armado ou pré-esforçado sob as exposições ambientais XC e XS, Especificação E 465”***, 23 pp.
- LNEC, 1998, ***“Betões – Guia para a utilização de ligantes hidráulicos, Especificação E 378”***, 11 pp.
- Matos, A., 2003, ***“Dimensionamento do reforço de infraestruturas de pontes – Casos práticos”***, Curso de Formação Avançada – Infraescavação e durabilidade de pontes, Universidade do Minho, Guimarães, 13 pp.
- Meng, B., 1993, ***“Characterization of pore structure for the interpretation of moisture transport”***, Proceedings International RILEM/UNESCO Congress Conservation of Stone and other Materials, (ed. M. J. Thiel), E & FN Spoon, vol. 1, London, pp. 155-162 pp.
- Mertz, J., 1991, ***“Structures de porosité et propriétés de transport dans les grès”***, Tese de doutoramento, Université Louis Pasteur de Strasbourg, Sciences Géologiques, 90, Strabourg, 149 pp.

- Metha, P. K., 1991, ***“Concrete in the Marine Environment”***, Bentur A., Mindess, S., editors, Spon Press, London, 214 pp.
- Metha, P. K., 1992, ***“Sulfate attack on concrete – a critical review”***, Materials Science of Concrete III, American Ceramic Society, J. Skalny, Westerville, pp. 105-130.
- Mota-Engil, 2006, ***“Caderno Sinergia – nº20”***, [http://site-81.sols.pt/20/sinergia\\_20.htm](http://site-81.sols.pt/20/sinergia_20.htm).
- Neville, A., 1995, ***“Properties of Concrete”***, Longman Group Limited, London, 844 pp.
- NP 2064, 1991, ***“Cimentos – Definições, composição, especificações e critérios de conformidade”***, Instituto Português da Qualidade, 15 pp.
- NP 2064 – EMENDA 1, 1993, ***“Cimentos – Definições, composição, especificações e critérios de conformidade”***, Instituto Português da Qualidade, 5 pp.
- NP EN 196-1, 1996, ***“Métodos de ensaio de cimentos – Parte 1: Determinação das resistências mecânicas”***, Instituto Português da Qualidade, 26 pp.
- NP EN 196-2, 1996, ***“Métodos de ensaio de cimentos – Parte 2: Análise química de cimentos”***, Instituto Português da Qualidade, 32 pp.
- NP EN 196-3, 1996, ***“Métodos de ensaio de cimentos – Parte 3: Determinação do tempo de presa e da expansibilidade”***, Instituto Português da Qualidade, 11 pp.
- NP EN 197-1, 2001, ***“Cimento – Parte 1: Composição, especificações e critérios de conformidade para cimentos correntes”***, Instituto Português da Qualidade, 35 pp.
- NP EN 12620, 2004, ***“Agregados para betão”***, Instituto Português da Qualidade, 56 pp.
- NP EN 12390-1, 2003, ***“Ensaio do betão endurecido. Parte 1: Forma, dimensões e outros requisitos para o ensaio dos provetes e para os moldes”***, Instituto Português da Qualidade, 14 pp.
- NP EN 12390-3, 2003, ***“Ensaio do betão endurecido. Parte 3: Resistência à compressão dos provetes de ensaio”***, Instituto Português da Qualidade, 21 pp.
- NP EN 1008, 2003, ***“Água de amassadura para betão. Especificações para a amostragem, ensaio e avaliação da aptidão da água, incluindo água recuperada nos processos da indústria de betão, para o fabrico de betão”***, Instituto Português da Qualidade, 22 pp.
- NP-EN 206-1, 2005, ***“Betão – Parte 1: Especificação, desempenho, produção e conformidade”***, Instituto Português da Qualidade, 82 pp.
- NP ENV 13670-1, 2005, ***“Execução de estruturas em betão. Parte 1: Regras gerais”***, Instituto Português da Qualidade, 68 pp.
- NP-EN 934-2, 2000, ***“Adjuvantes para betão, argamassa e caldas de injeção. Parte 2: Adjuvantes para betão. Definições e requisitos”***, Instituto Português da Qualidade, 27 pp.
- Oz, Lda – Diagnóstico, Levantamento e Controlo de Qualidade em Estruturas e Fundações, 2004, ***“Inspeção Detalhada das Estruturas de Betão Armado dos Viadutos de Acesso à Nova Ponte Móvel de Leixões”***, Relatório nº601/00.
- Proman, 1989, ***“Projecto do Reforço das Fundações do viaduto da Via Rápida”***, Proman – Centro de Estudos e Projectos S.A., Lisboa.
- Proman, 2004, ***“Construção da Nova Ponte Móvel no Porto de Leixões”***, Proman – Centro de Estudos e Projectos S.A., Lisboa.

- Ramos, S., 2001, **“Caracterização de argamassas”**, Relatório de Estágio, Licenciatura em Matemática Aplicada à Tecnologia, Laboratório de Ensaios de Materiais de Construção, Departamento de Matemática Aplicada da Faculdade de Ciências da Universidade do Porto, Porto, 95 pp.
- Regourd, M., 1980, **“Physico-chemical studies of cement pastes, mortars and concrete exposed to sea water”**, ACI, Performance of concrete in Marine Environment, SP-65, pp. 63-82.
- Ribeiro da Silva, Lda., 1957, **“Porto Comercial de Leixões – 1ª Fase – Projecto da Ponte Móvel e seus Viadutos – Obra M – Viadutos de Acesso – Variante ao projecto”**.
- Ribeiro, M., 2004, **“Argamassas cimentícias modificadas com adjuvantes poliméricos – Composição e características”** Dissertação elaborada no LNEC para obtenção do Grau de Doutor em Engenharia Civil pela Universidade Técnica de Lisboa no âmbito do protocolo de cooperação entre IST e o LNEC, Instituto Superior Técnica, Lisboa, 604 pp.
- RILEM, 1985, **“Sea Water Attack on Concrete and Precautionary Measures”**, RILEM Technical Committee 32-RCA (Resistance of Concrete to Chemical Attacks), Matériaux et Constructions, vol.18, nº105, pp. 223-226.
- RILEM, 1995, **“Performance Criteria for Concrete Durability”**, RILEM Report 12, E. & F. N. Spon London, 331 pp.
- Ripper, T., 1997, **“Introdução à patologia e observação de estruturas”**, Curso de Durabilidade, Reparação e Reforço de Estruturas de Betão, Departamento de Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico, Lisboa, 8 pp.
- SACOR Marítima S.A., 1966-1969, **“Terminal Marítimo para Petroleiros em Leixões”**.
- Salta, M., 1999, **“Prevenção da corrosão no betão armado”**, Programa de Investigação apresentado a concurso de acesso à categoria de Investigação-Coordenador do Laboratório Nacional de Engenharia Civil, LNEC, Lisboa, 278 pp.
- Santarela, L., 1951, **“Norma per l’acetazione dei leganti idraulici”**, referido em “Il cemento armato”, II vol, pp. 722.
- Santos Silva, H., 1992, **“Estudo do envelhecimento das barragens de betão e de alvenaria. Alteração físico-química dos materiais”**, Tese apresentada a concurso para acesso à categoria de Investigador Auxiliar e para a obtenção do grau de Especialista do LNEC, LNEC, Lisboa, 385 pp.
- Santos Silva, H., 1996, **“Aspectos classificativos do envelhecimento das barragens de betão e alvenaria por alteração dos materiais. Uma abordagem metodológica”**, ITB 18, LNEC, Lisboa, 120 pp.
- Santos Silva, H., 2001, **“Manifestation de la reaction alkali-silice au Portugal”**, Seminário de degradação de estruturas por reacções expansivas de origem interna, LNEC e Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Lisboa, 14 pp.
- Selwyn, L. S., Binnie, N. E., Poitras, J., Laver, M.E. e Downham, D. A., 1999, **“Outdoor bronze statues analysis of metal and surface samples”**, Studies in Conservation, Vol. 41, nº4, pp.205-228.
- SOMEC, 1956, **“Ampliação Ampliação do Porto Comercial de Leixões – 1ª Fase – Projecto dos Viadutos da Via Rápida – Obra D – VarianteC”**, Sociedade Metropolitana e Colonial de Construções, Lda.
- Sousa Coutinho, A., 1988a, **“Fabrico e Propriedades do Betão”**, LNEC, Lisboa, 401 pp.



- Sousa Coutinho, A., 1988b, ***"Fabrico e Propriedades do Betão"***, LNEC, Lisboa, 219 pp.
- Sousa Coutinho, A. e Gonçalves, A., 1994, ***"Fabrico e Propriedades do Betão"***, LNEC, Lisboa, 368 pp.
- St. John, D., Poole, A., Sims, I., 1998, ***"Concrete Petrography. A handbook of invesgative techniques"***, Arnold, Londres, 474 pp.
- Stievenard-Gireuad, D., 1987, ***"Etude de la reaction alkalis-silice dans les bétons"***, Rapport de recherché LPC n°144, Laboratoire Central de Ponts et Chaussées, Paris, 104 pp.
- STUVO, 1986, ***"Concrete in hot countries"***, Report of STUVO, Dutch member group of FIP, 68 pp.
- Taylor, H. F. W., 1998, ***"Cement Chemistry"***, Thomas Telford Services, Limited, London, 459 pp.
- Teles, M., 2002, ***"Reflexões sobre a composição de argamassas"***, A intervenção no património. Práticas de conservação e reabilitação, FEUP e DGEMN, Porto, pp. 515-529.
- Teles, M., 2003, ***"Ligantes e adições"***, Disciplina de Materiais de Construção 2 – 2003/04, <http://www.fe.up.pt>, 213 pp.
- Teles, M., 2005, ***"Patologia do Betão"***, Mestrado em Reabilitação do Património Edificado 2005/2006, <http://www.fe.up.pt>, 242 pp.
- Teles, M., Begonha, A., Fernandes, I., 2004, ***"Estudo petrográfico de betões e argamassas"***, Revista Internacional Construlink – Estruturas e Construções, nº5 Fev. 2004 vol.2, pp. 4-20.
- Tritthart, J., 1989, ***"Chloride binding in cement: The influence of the hydroxide concentration in the pore solution of hardened cement paste on chloride binding"***, Cement and Concrete Research, vol. 19, nº 5, p. 683-691.
- Tutti, K., 1982, ***"Corrosion of steel in concrete"***, Swedish Cement and Concrete Research Institute, Stockolom.
- Tutti, K., 1993, ***"The effect of individual parameters on chloride induced corrosion"***, Nordic Miniseminar – Chloride Penetration into Concrete Structures, Sweden, p.18-25.
- Verbeck, G., 1975, ***"Mechanisms of corrosion in concrete"***, Corrosion of Metals in Concrete, ACI SP-49, Detroit, pp. 21-38.
- Weyers, R., Cady, P., Henry, M., 1990, ***"Protection of Concrete"***, Dhir R. K., Green J. W., editors, E. & F. N. Spon, London, pp. 397-412.
- Wigum, B., 1995, ***"Alkali-aggregate reaction in concrete – Properties, classification and testing of Norwegian cataclastic rocks"***, PhD. Thesis, University of Trondheim, The Norwegian Institute of Technology, Trendheim, 227 pp.
- Yang, R., Lawrence, C., Sharp, J., 1999, ***"Effect of type of aggregate on delayed ettringite formation"***, Advances in Cement Research, Vol. 11, nº3, pp.119-132.
- Young, J., 1988, ***"A review of the pore structure of cement paste and concrete and its influence on permeability"***, Permeability of Concrete, ACI SP-108, Detroit, Michigan, pp.1-18.

## **ANEXO I**



Quadro I.1 – Resultados dos ensaios físicos, mecânicos e químicos das remessas de cimento do viaduto da Via Rápida.

Remessa	1ª	2ª	8ª	9ª	10ª	12ª	14ª	17ª	18ª	19ª	20ª	22	Média
Data da colheita	21-12-1956	18-03-1957	30-10-1957	25-11-1957	25-01-1958	25-03-1958	16-06-1958	24-10-1958	13-12-1958	05-03-1959	02-04-1959	18-07-1959	
<b>ENSAIOS FÍSICOS</b>													
Finura (resíduo de peneiração)	%	7,30	8,90	5,00	5,60	5,20	6,80	7,80	3,80	3,50	4,60	4,80	5,83
Expansibilidade (ensaio de le Châtelier)	mm	1,00	1,00	0,50	0,70	1,00	0,70	0,70	0,90	1,00	0,00	1,20	0,77
Tempo de presa (imerso em água doce)	3h 05m	3h 15m	3h 15m	3h 20m	3h 45m	3h 25m	2h 40m	3h 55m	3h 50m	3h 55m	4h 15m	2h 25m	3h 25m
<b>ENSAIOS MECÂNICOS</b>													
<b>Tensões de rotura</b>													
1. Flexão aos 7 dias	MPa	4,22	4,32	4,35	3,73	4,08	4,02	4,02	3,53	3,92	3,43	4,12	4,14
2. Flexão aos 28 dias	MPa	5,78	5,20	5,58	4,86	5,49	5,40	5,59	5,10	5,20	5,10	5,20	5,34
3. Compressão aos 7 dias	MPa	19,03	18,05	23,74	21,58	19,33	20,21	22,76	18,05	22,66	18,15	22,76	20,90
4. Compressão aos 28 dias	MPa	29,82	27,08	30,80	31,69	31,49	29,04	33,16	28,25	31,10	27,37	33,26	30,38
<b>ANÁLISE QUÍMICA</b>													
Perda ao rubro	%	1,00	1,20	1,10	1,10	1,20	1,90	2,30	1,60	1,60	2,00	2,00	1,57
Resíduo insolúvel	%	0,90	1,80	1,10	1,30	1,30	1,40	1,40	1,40	1,30	1,30	1,30	1,37
Óxido de Magnésio (MgO)	%	1,80	1,60	1,90	1,20	1,40	2,60	2,10	2,10	1,60	1,60	1,60	1,73
Sulfatos (SO <sub>3</sub> )	%	1,60	2,10	2,00	1,80	1,90	1,70	1,30	1,70	1,60	1,60	1,50	1,68
Óxido de Alumínio (Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> )	%	-	-	-	5,20	6,50	6,30	7,00	7,10	7,00	6,90	7,10	6,57
Óxido de Cálcio (CaO)	%	-	-	-	64,10	61,80	59,20	59,60	60,90	62,40	61,60	60,90	61,41
Silica (SiO <sub>2</sub> )	%	-	-	-	20,50	20,40	22,60	22,60	20,80	21,10	21,80	21,60	21,58
Óxido de Ferro (Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub> )	%	-	-	-	4,00	3,40	3,40	3,20	3,50	3,10	2,80	3,20	3,30
Sulfuretos	%	-	-	-	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Módulo hidráulico	%	-	-	-	2,20	2,00	1,80	1,80	1,90	2,00	1,90	1,90	1,93
Módulo sílico	%	-	-	-	2,30	2,06	2,33	2,22	1,96	2,09	2,25	2,10	2,19
Módulo alumínio-férrico ou de fundentes	%	-	-	-	1,30	1,91	1,85	2,19	2,03	2,26	2,46	2,22	2,02
Grau de saturação em cálcio	%	-	-	-	0,97	0,92	0,81	0,81	0,88	0,90	0,87	0,86	0,88
<b>COMPOSIÇÃO POTENCIAL</b>													
Silicato tricalcico	%	-	-	-	59,29	42,53	31,42	17,14	32,22	37,58	30,10	27,14	32,33
Silicato bicalcico	%	-	-	-	14,13	26,48	41,75	51,94	35,40	32,23	39,87	41,53	37,55
Aluminato tricalcico	%	-	-	-	7,02	11,48	10,66	10,95	12,90	13,31	13,55	13,41	11,82
Aluminoferrato tetracalcico	%	-	-	-	12,16	10,34	9,42	10,34	10,64	9,42	8,51	9,73	10,03

Quadro I.2 – Resultados dos ensaios físicos, mecânicos e químicos das remessas de cimento do viaduto do Terminal de Petroleiros.

Remessa	2ª	4ª	5ª	6ª	9ª	10ª	11ª	13ª	14ª	16ª	18ª	22ª	23ª
Data da colheita	07-03-1967	12-04-1967	27-04-1967	05-05-1967	12-06-1967	19-06-1967	29-06-1967	15-07-1967	25-07-1967	09-08-1967	28-08-1967	29-09-1967	11-10-1967
<b>ENSAIOS FÍSICOS</b>													
Finura (resíduo de peneiração)	%	5,80	5,70	4,50	5,20	5,10	5,20	4,50	4,50	5,40	5,20	4,30	4,70
Expansibilidade (ensaio de le Châtelier)	mm	1,70	1,00	1,30	1,30	1,50	1,00	1,00	0,80	1,10	1,10	1,50	0,80
Tempo de presa (imerso em água doce)	3h 05m	2h 50m	3h 05m	3h 10m	2h 40m	2h 45m	2h 30m	2h 40m	2h 35m	3h 20m	2h 55m	3h 15m	3h 05m
<b>ENSAIOS MECÂNICOS</b>													
<b>Tensões de rotura</b>													
1. Flexão aos 7 dias	MPa	4,32	4,61	4,22	4,41	4,22	4,41	4,71	4,22	4,32	4,61	3,92	4,22
2. Flexão aos 28 dias	MPa	6,08	5,79	5,79	5,79	4,91	5,40	5,49	5,59	5,59	5,69	5,10	5,49
3. Compressão aos 7 dias	MPa	25,90	26,59	26,98	26,49	26,78	25,41	26,09	26,09	26,39	25,90	23,74	25,80
4. Compressão aos 28 dias	MPa	34,83	35,51	35,90	35,02	35,32	37,57	38,06	36,59	35,71	36,20	31,69	35,61
<b>ANÁLISE QUÍMICA</b>													
Perda ao rubro	%	0,80	0,90	0,80	0,80	0,70	1,10	0,80	1,00	1,10	0,90	0,50	0,40
Resíduo insolúvel	%	1,80	1,50	1,50	0,70	0,70	0,90	0,80	1,10	0,90	1,00	0,80	0,70
Óxido de Magnésio (MgO)	%	1,70	1,90	1,80	1,40	1,10	0,60	1,30	1,00	1,40	1,10	1,70	1,30
Sulfatos (SO <sub>3</sub> )	%	1,90	1,70	1,90	1,20	1,30	1,40	1,30	1,50	1,40	1,40	1,30	1,40
Óxido de Alumínio (Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> )	%	7,00	6,90	7,10	5,40	5,10	5,60	5,10	5,70	5,10	5,30	5,70	5,50
Óxido de Cálcio (CaO)	%	63,10	63,00	63,10	63,60	66,60	65,80	65,30	66,00	65,50	64,80	65,60	65,50
Silica (SiO <sub>2</sub> )	%	20,80	21,00	20,80	21,20	22,50	21,50	21,80	22,20	21,60	22,20	22,00	22,50
Óxido de Ferro (Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub> )	%	2,90	3,10	3,00	3,20	2,90	2,90	2,90	3,00	3,00	3,10	3,00	3,10
Sulfuretos	%	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Módulo hidráulico	%	2,00	2,00	2,00	2,10	2,20	2,20	2,20	2,10	2,20	2,10	2,10	2,10
Módulo sílico	%	2,10	2,10	2,06	2,47	2,81	2,53	2,74	2,55	2,67	2,64	2,53	2,62
Módulo alumínio-férrico ou de fundentes	%	2,41	2,23	2,37	1,69	1,76	1,93	1,76	1,90	1,70	1,71	1,90	1,77
Grau de saturação em cálcio	%	0,92	0,91	0,92	0,94	0,94	0,97	0,94	0,93	0,96	0,92	0,93	0,92
<b>COMPOSIÇÃO POTENCIAL</b>													
Silicato tricálcico	%	42,14	41,16	41,32	53,45	57,94	61,49	57,21	53,03	59,87	50,98	53,49	50,20
Silicato bicálcico	%	27,93	29,23	28,54	20,54	20,89	15,34	19,72	23,73	16,85	25,28	22,81	26,72
Aluminato tricálcico	%	13,65	13,05	13,75	8,90	8,61	9,94	8,61	10,04	8,45	8,81	10,04	9,34
Aluminoferrato tetracálcico	%	8,82	9,42	9,12	9,73	8,82	8,82	8,82	9,12	9,12	9,42	9,12	9,42

Quadro I.2 – Resultados dos ensaios físicos, mecânicos e químicos das remessas de cimento do viaduto do Terminal de Petróleos (continuação).

Remessa	25ª	26ª	27ª	28ª	30ª	31ª	34ª	35ª	37ª	38ª	39ª	Média
Data da colheita	28-10-1967	18-11-1967	11-12-1967	11-01-1968	04-04-1968	09-05-1968	26-06-1968	05-07-1968	24-07-1968	03-08-1968	20-08-1968	
<b>ENSAIOS FÍSICOS</b>												
Finura (resíduo de peneiração)	%	5,10	5,30	4,40	5,90	4,90	4,20	5,60	4,80	5,20	5,40	5,08
Expansibilidade (ensaio de le Châtelier)	mm	1,10	1,10	1,20	1,00	1,40	1,20	0,70	1,20	1,50	1,00	1,16
Tempo de presa (imerso em água doce)	2h 35m	2h 15m	2h 35m	3h 25m	3h 00m	3h 00m	3h 15m	3h 10m	3h 05m	3h 10m	3h 15m	2h 55m
<b>ENSAIOS MECÂNICOS</b>												
<b>Tensões de rotura</b>												
1. Flexão aos 7 dias	MPa	4,22	4,51	4,91	4,91	4,22	4,91	4,32	4,61	5,00	4,91	4,50
2. Flexão aos 28 dias	MPa	5,49	5,69	5,79	5,69	5,69	5,69	5,79	5,79	5,69	5,89	5,67
3. Compressão aos 7 dias	MPa	25,41	24,72	27,76	26,49	24,72	27,17	26,39	27,76	27,27	26,88	26,16
4. Compressão aos 28 dias	MPa	34,92	36,30	39,34	36,89	32,27	37,77	37,08	38,55	34,14	35,81	36,09
<b>ANÁLISE QUÍMICA</b>												
Perda ao rubro	%	0,60	1,10	0,80	0,90	1,00	1,30	1,20	0,90	0,90	1,00	0,90
Resíduo insolúvel	%	0,70	1,00	1,00	1,20	1,10	0,90	1,00	0,90	1,00	1,00	1,01
Óxido de Magnésio (MgO)	%	1,20	0,90	1,60	1,40	1,50	1,50	1,50	1,60	1,60	1,40	1,41
Sulfatos (SO <sub>3</sub> )	%	1,20	1,40	1,40	1,50	1,90	1,70	1,50	1,80	1,90	1,50	1,52
Óxido de Alumínio (Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> )	%	5,50	5,40	5,20	5,00	5,90	5,00	5,10	5,10	5,10	5,10	5,55
Óxido de Cálcio (CaO)	%	64,00	65,50	64,00	65,00	63,80	63,90	63,90	64,20	63,90	63,90	64,60
Silica (SiO <sub>2</sub> )	%	22,20	22,20	21,20	22,50	22,20	22,20	22,40	21,70	21,40	22,10	21,84
Óxido de Ferro (Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub> )	%	3,00	3,00	2,90	2,90	2,90	3,00	2,80	3,00	3,00	3,00	2,98
Sulfuretos	%	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Módulo hidráulico	%	2,10	2,10	2,20	2,10	2,10	2,10	2,10	2,20	2,20	2,10	2,12
Módulo sílico	%	2,61	2,64	2,62	2,85	2,52	2,60	2,84	2,68	2,64	2,73	2,57
Módulo alumínio-férrico ou de fundentes	%	1,83	1,80	1,79	1,72	2,03	1,67	1,82	1,70	1,70	1,70	1,87
Grau de saturação em cálcio	%	0,91	0,93	0,95	0,92	0,90	0,91	0,91	0,93	0,94	0,91	0,93
<b>COMPOSIÇÃO POTENCIAL</b>												
Silicato tricálcico	%	47,09	53,30	56,28	51,53	41,74	45,77	47,28	52,68	53,46	49,28	51,02
Silicato bicálcico	%	28,21	23,53	18,41	25,72	32,25	28,91	28,64	22,56	21,11	26,27	24,22
Aluminato tricálcico	%	9,51	9,24	8,88	8,35	10,73	9,94	8,78	8,45	8,45	8,45	9,68
Aluminoferrato tetra-cálcico	%	9,12	9,12	8,82	8,82	8,82	9,12	8,51	9,12	9,12	9,12	9,06

Quadro I.3 – Composição granulométrica dos agregados utilizados nos betões do viaduto da Via Rápida (relatório de ensaio nº2305)

Nº do peneiro (ASTM)	Abertura da malha (mm)	Brita B <sub>1VR</sub>	Brita miúda B <sub>2VR</sub>	Areão (britadeira) A <sub>1VR</sub>	Meia areia A <sub>2VR</sub>	Areia fina A <sub>3VR</sub>
3"	76,2	-	-	-	-	-
1 1/2"	38,1	-	-	-	-	-
3/4"	19,1	53%	-	-	-	-
3/8"	9,52	46%	33%	-	-	-
4	4,76	1%	59%	4%	-	-
8	2,38	-	5%	49%	11%	1%
16	1,19	-	1%	24%	61%	3%
30	0,59	-	1%	8%	27%	13%
50	0,297	-	-	6%	1%	74%
100	0,149	-	1%	3%	-	9%
200	0,074	-	-	3%	-	-
Resto	-	-	-	3%	-	-

Quadro I.4 – Composição granulométrica dos agregados utilizados nos betões do viaduto da Via Rápida (relatório de ensaio nº 2783)

Nº do peneiro (ASTM)	Abertura da malha (mm)	Brita graúda B <sub>3VR</sub>	Brita miúda B <sub>4VR</sub>	Meia areia A <sub>4VR</sub>	Areia fina A <sub>5VR</sub>
3"	76,2	-	-	-	-
1 1/2"	38,1	7%	-	-	-
3/4"	19,1	91%	45%	-	-
3/8"	9,52	2%	52%	-	-
4	4,76	-	3%	-	-
8	2,38	-	-	14%	-
16	1,19	-	-	37%	-
30	0,59	-	-	44%	7%
50	0,297	-	-	5%	84%
100	0,149	-	-	-	9%
200	0,074	-	-	-	-
Resto	-	-	-	-	-

Quadro I.5 – Composição granulométrica dos agregados utilizados nos betões dos viadutos de acesso à Ponte Móvel (relatório de ensaio nº 2373).

Nº do peneiro (ASTM)	Abertura da malha (mm)	Brita B <sub>PM</sub>	Areia A <sub>PM</sub>
3"	76,2	-	-
1 1/2"	38,1	80%	-
3/4"	19,1	20%	-
3/8"	9,52	-	-
4	4,76	-	4%
8	2,38	-	18%
16	1,19	-	52%
30	0,59	-	26%
50	0,297	-	-
100	0,149	-	-
200	0,074	-	-
Resto	-	-	-

Quadro I.6 – Composição granulométrica dos agregados utilizados nos betões do viaduto do Terminal de Petroleiros relatório de ensaio nº 7373)

Nº do peneiro (ASTM)	Abertura da malha (mm)	Brita graúda B <sub>1TP</sub>	Brita média B <sub>2TP</sub>	Brita miúda B <sub>3TP</sub>	Areia grossa A <sub>1TP</sub>	Areia fina A <sub>2TP</sub>
3"	76,2	12%	-	-	-	-
1 1/2"	38,1	82%	2%	-	-	-
3/4"	19,1	6%	83%	4%	-	-
3/8"	9,52	-	14%	62%	2%	-
4	4,76	-	1%	25%	3%	-
8	2,38	-	-	7%	19%	-
16	1,19	-	-	2%	57%	1%
30	0,59	-	-	-	17%	37%
50	0,297	-	-	-	1%	38%
100	0,149	-	-	-	1%	24%
200	0,074	-	-	-	-	-
Resto	-	-	-	-	-	-



Quadro I.7 – Resultados dos ensaios físicos e mecânicos das remessas de pozolana do viaduto da Via Rápida

Remessa		2 <sup>a</sup>	9 <sup>a</sup>	Média
Data da colheita		17-02-1958	02-02-1959	
ENSAIOS FÍSICOS				
Peso específico	g/cm <sup>3</sup>	2,1	2,1	2,1
Baridade	g/cm <sup>3</sup>	0,75	0,79	0,77
Finura				
1. Retido no peneiro 30 ASTM	%	1,50	2,60	2,05
2. Retido no peneiro 70 ASTM	%	42,00	44,60	43,30
ENSAIOS MECÂNICOS				
Tensões de rotura				
1. Flexão aos 7 dias	MPa	2,08	1,67	1,87
2. Flexão aos 28 dias	MPa	3,31	3,04	3,17
3. Compressão aos 7 dias	MPa	6,67	5,89	6,28
4. Compressão aos 28 dias	MPa	12,26	10,99	11,62

Quadro I.8 – Resultados dos ensaios físicos e mecânicos das remessas de pozolana do viaduto do Terminal de Petroleiros

Remessa		2ª	4ª	5ª	6ª	9ª	10ª	11ª	12ª	Média
Data da colheita		28-11-1966	05-04-1967	19-05-1967	01-06-1967	18-09-1967	29-09-1967	19-10-1967	18-11-1967	
<b>ENSAIOS FÍSICOS</b>										
Superfície específico	cm²/g	4250,00	3720,00	3490,00	5010,00	4400,00	4800,00	4595,00	4920	4398,13
Finura										
1. Retido no peneiro 30 ASTM	%	2,10	2,70	2,10	2,10	2,20	2,70	3,20	2,80	2,49
<b>ENSAIOS MECÂNICOS</b>										
<b>Tensões de rotura</b>										
1. Flexão aos 7 dias	MPa	1,47	1,08	1,18	1,47	2,16	2,26	2,35	1,77	1,72
2. Flexão aos 28 dias	MPa	2,45	2,26	2,65	2,26	2,75	3,24	3,04	3,04	2,71
3. Compressão aos 7 dias	MPa	4,61	2,65	4,41	4,51	7,36	7,85	6,77	4,81	5,37
4. Compressão aos 28 dias	MPa	9,52	7,26	8,83	8,83	9,81	10,69	15,89	9,52	10,04